



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA - U.N.A.M.**

**CURSO DIRIGIDO AL PERSONAL PROFESIONAL DE LA DIRECCION GENERAL DE CAMINOS
RURALES DE LA SECRETARIA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES.**

CURSO: "RESIDENTES DE CONSTRUCCION"

SEGURIDAD, SERVICIOS MEDICOS, CAMPAMENTOS

**ING. RAUL LOPEZ CALVILLO
DEL 10 AL 15 DE SEPTIEMBRE DE 1984
ZACATECAS, ZAC.**

COMUNICADO DE IMPEDIMENTO

20. O CONSELHO NACIONAL DE EDUCAÇÃO, COM SEU DIRETOR-GERENTE DE ADMINISTRAÇÃO GERAL E O CONSELHO NACIONAL DE EDUCAÇÃO DE EDUCAÇÃO DE GRADUAÇÃO

AV. DE VENEZUELA, Nº 1.325 - JARDIM BOTÂNICO - SÃO PAULO - SP
O CONSELHO NACIONAL DE EDUCAÇÃO, COM SEU DIRETOR-GERENTE DE ADMINISTRAÇÃO GERAL E O CONSELHO NACIONAL DE EDUCAÇÃO DE EDUCAÇÃO DE GRADUAÇÃO, COM SEU PRESIDENTE, TENDO EM VISÃO O INTERESSE PÚBLICO, RESOLVEU, POR UNANIMIDADE, APROVAR O IMPEDIMENTO DE PARTICIPAÇÃO DE ALUMNOS E ALUNAS EM EXAMES DE GRADUAÇÃO, POR MOTIVO DE DOENÇA, DE ACORDO COM O QUE ESTÁ ESTABELECIDO NO REGULAMENTO GERAL DE EDUCAÇÃO DE GRADUAÇÃO, EM SEUS ARTOS 10º E 11º.

CONSIDERANDO que a legislação educacional, em vigor, prevê a possibilidade de suspensão de alunos e alunas em exames de graduação, por motivo de doença, desde que comprovada por meio de atestado médico, emitido por profissional habilitado, e desde que o aluno ou aluna não tenha sido suspenso anteriormente por motivo de faltas;

RESOLVEU, POR UNANIMIDADE, APROVAR O IMPEDIMENTO DE PARTICIPAÇÃO DE ALUMNOS E ALUNAS EM EXAMES DE GRADUAÇÃO, POR MOTIVO DE DOENÇA, DE ACORDO COM O QUE ESTÁ ESTABELECIDO NO REGULAMENTO GERAL DE EDUCAÇÃO DE GRADUAÇÃO, EM SEUS ARTOS 10º E 11º, desde que o aluno ou aluna não tenha sido suspenso anteriormente por motivo de faltas, e desde que o impedimento seja solicitado antes do início dos exames, e seja acompanhado de atestado médico, emitido por profissional habilitado, que comprove a doença e a incapacidade de comparecer aos exames.

AV. DE VENEZUELA, Nº 1.325 - JARDIM BOTÂNICO - SÃO PAULO - SP
O CONSELHO NACIONAL DE EDUCAÇÃO, COM SEU DIRETOR-GERENTE DE ADMINISTRAÇÃO GERAL E O CONSELHO NACIONAL DE EDUCAÇÃO DE EDUCAÇÃO DE GRADUAÇÃO, COM SEU PRESIDENTE, TENDO EM VISÃO O INTERESSE PÚBLICO, RESOLVEU, POR UNANIMIDADE, APROVAR O IMPEDIMENTO DE PARTICIPAÇÃO DE ALUMNOS E ALUNAS EM EXAMES DE GRADUAÇÃO, POR MOTIVO DE DOENÇA, DE ACORDO COM O QUE ESTÁ ESTABELECIDO NO REGULAMENTO GERAL DE EDUCAÇÃO DE GRADUAÇÃO, EM SEUS ARTOS 10º E 11º.

AV. DE VENEZUELA, Nº 1.325 - JARDIM BOTÂNICO - SÃO PAULO - SP
O CONSELHO NACIONAL DE EDUCAÇÃO, COM SEU DIRETOR-GERENTE DE ADMINISTRAÇÃO GERAL E O CONSELHO NACIONAL DE EDUCAÇÃO DE EDUCAÇÃO DE GRADUAÇÃO, COM SEU PRESIDENTE, TENDO EM VISÃO O INTERESSE PÚBLICO, RESOLVEU, POR UNANIMIDADE, APROVAR O IMPEDIMENTO DE PARTICIPAÇÃO DE ALUMNOS E ALUNAS EM EXAMES DE GRADUAÇÃO, POR MOTIVO DE DOENÇA, DE ACORDO COM O QUE ESTÁ ESTABELECIDO NO REGULAMENTO GERAL DE EDUCAÇÃO DE GRADUAÇÃO, EM SEUS ARTOS 10º E 11º.

SEGURIDAD - SERVICIOS MEDICOS - CAMPAMENTOS

TOMANDO EN CONSIDERACIÓN QUE LA OBRA DEL DRENAJE PROFUNDO IMPLICABA UN ÍNDICE DE PELIGROSIDAD ALTO POR SER OBRA SUBTERRÁNEA Y TENER LOS ACCESOS A TRAVÉS DE LUMBRERAS, TÚNEL, S. A. DE C. V., ESTABLECIÓ UNA GERENCIA DE SEGURIDAD DENTRO DE SU ORGANIZACIÓN, PARA QUE SE EN CARGARA DE ESTABLECER NORMAS DE SEGURIDAD QUE EVITASEN HASTA DONDE FUERA POSIBLE LOS ACCIDENTES.

LA GERENCIA DE SEGURIDAD FORMULÓ UN REGLAMENTO CUYAS NORMAS DEBÍAN SEGUIRSE EN TODOS LOS FRENTES DE TRABAJO, REGLAMENTO QUE SE ENTREGÓ A LAS GERENCIAS DE CONSTRUCCIÓN QUIENES A SU VEZ LO HICIERON LLEGAR A SUS SUPERINTENDENTES Y JEFES DE OBRA.

PARA LA VIGILANCIA DEL CUMPLIMIENTO DEL REGLAMENTO DE SEGURIDAD, LA GERENCIA DE SEGURIDAD NOMBRÓ SUPERVISORES QUE DEBÍAN PERMANECER EN LOS FRENTES DE TRABAJO Y SU PRIMERA OBLIGACIÓN QUE DEBÍAN CUMPLIR SERÍA LA CONSTANTE OBSERVACIÓN DE SITUACIONES DE PELIGRO QUE PODERÁN SER CAUSA DE ACCIDENTES; CUANDO SE DESCUBRÍA UNA CONDICIÓN DE PELIGRO, EL SUPERVISOR DEBÍA AVISAR DE INMEDIATO AL INGENIERO JEFE DE OBRA, PARA QUE ORDENARA SE CORRIGIERA DENTRO DE UN TIEMPO RAZONABLE; PARA RESPONSABILIZAR AL ING. JEFE DE OBRA DE LA OBSERVACIÓN HECHA, ÉSTA QUEDABA ASENTADA EN UNA BITÁCORA, MISMA QUE DEBÍA FIRMAR EL ENCARGADO DEL FRENTÉ.

DENTRO DE LA ORGANIZACIÓN DE LA GERENCIA DE SEGURIDAD, SE CREARON LAS COMISIONES MIXTAS DE HIGIENE Y SEGURIDAD, INTEGRADAS POR UNA PARTE POR EL DELEGADO SINDICAL Y UN REPRESENTANTE DE LOS TRABAJADORES Y POR OTRA, UN REPRESENTANTE PATRONAL Y EL SUPERVISOR DE SEGURIDAD. ESTAS COMISIONES SE REUNEN MENSUALMENTE Y RECORREN LOS FRENTES DE TRABAJO; DE SUS OBSERVACIONES FORMULAN UN ACTA, MISMA QUE SE ENVÍA A LA SECRETARÍA DEL TRABAJO Y PREVISIÓN SOCIAL, POR LO QUE ÉSTA QUEDA ENTERADA DE LAS CONDICIONES DE SEGURIDAD QUE EXISTEN EN LA OBRA.

EL SUPERVISOR DE SEGURIDAD, NO SOLAMENTE TIENE COMO OBLIGACIÓN EL HACER OBSERVACIONES DE SITUACIONES DE PELIGRO, SINO QUE TAMBIÉN RECIBE INSTRUCCIÓN MÉDICA DE PRIMEROS AUXILIOS, PARA ESTAR CAPACITADO A DAR ÉSTOS, CUANDO SE PRESENTA UN ACCIDENTE, EVITANDO CON ELLO, QUE EL TRABAJADOR ACCIDENTADO SUFRA MAYORES DAÑOS POR UN MAL MANEJO AL TRASLADARLO AL PUESTO MÉDICO INMEDIATO.

LA GERENCIA DE SEGURIDAD CUENTA CON UN ASESOR EJECUTIVO, QUIEN POR SU CARÁCTER PUEDE ORDENAR QUE LAS DISPOSICIONES DE SEGURIDAD SEAN CUMPLIDAS DE INMEDIATO.

MEMBER DEPARTAMENTU DE VIGILANSA DE LOS RECURSOS DE LA UNIDAD ADMINISTRATIVA ESPECIAL DE BOGOTÁ D.C. PARA EL SECTOR PÚBLICO

DEBIDO A LA NATURALEZA DE LOS SERVICIOS QUE PRESTAN EN EL SECTOR PÚBLICO, LOS FUNCIONARIOS DE LA UNIDAD ADMINISTRATIVA ESPECIAL DE BOGOTÁ D.C. DEBEN SER SELECCIONADOS EN FUNCIÓN DE SU CALIDAD PROFESIONAL Y DE SU EXPERIENCIA EN EL MANEJO DE LOS RECURSOS HUMANOS Y MATERIALES.

VALORACIÓN DE LA CALIDAD PROFESIONAL Y DE LA EXPERIENCIA EN EL MANEJO DE LOS RECURSOS HUMANOS Y MATERIALES DE LOS CANDIDATOS QUE PARTICIPAN EN EL PROCESO DE SELECCIÓN PARA EL PUESTO DE ASISTENTE SOCIAL EN EL SECTOR PÚBLICO.

ANEXO NÚMERO 1 DEL PLAN DE SELECCIÓN PARA EL PUESTO DE ASISTENTE SOCIAL EN EL SECTOR PÚBLICO, QUE SE ENCUENTRA EN EL ESTADO DE LIBRE ACCESO EN LA OFICINA DE ADMINISTRACIÓN Y FINANZAS DE LA UNIDAD ADMINISTRATIVA ESPECIAL DE BOGOTÁ D.C.

LA UNIDAD ADMINISTRATIVA ESPECIAL DE BOGOTÁ D.C. HA SELECCIONADO A LOS CANDIDATOS QUE PARTICIPAN EN EL PROCESO DE SELECCIÓN PARA EL PUESTO DE ASISTENTE SOCIAL EN EL SECTOR PÚBLICO, DE ACUERDO CON LOS RESULTADOS OBTENIDOS EN LA PRUEBA DE SELECCIÓN.

CONFORME A LO DISPUESTO EN EL PLAN DE SELECCIÓN PARA EL PUESTO DE ASISTENTE SOCIAL EN EL SECTOR PÚBLICO, SE HA DETERMINADO EL RANGO DE CALIFICACIONES QUE DEBE TENER EL CANDIDATO SELECCIONADO PARA OBTENER EL PUESTO DE ASISTENTE SOCIAL EN EL SECTOR PÚBLICO.

DEBIDO A LA NATURALEZA DE LOS SERVICIOS QUE PRESTAN EN EL SECTOR PÚBLICO, LOS FUNCIONARIOS DE LA UNIDAD ADMINISTRATIVA ESPECIAL DE BOGOTÁ D.C. DEBEN SER SELECCIONADOS EN FUNCIÓN DE SU CALIDAD PROFESIONAL Y DE SU EXPERIENCIA EN EL MANEJO DE LOS RECURSOS HUMANOS Y MATERIALES.

VALORACIÓN DE LA CALIDAD PROFESIONAL Y DE LA EXPERIENCIA EN EL MANEJO DE LOS RECURSOS HUMANOS Y MATERIALES DE LOS CANDIDATOS QUE PARTICIPAN EN EL PROCESO DE SELECCIÓN PARA EL PUESTO DE ASISTENTE SOCIAL EN EL SECTOR PÚBLICO.

SIENDO LOS EXPLOSIVOS EL MATERIAL QUE IMPLICA UN MAYOR PELIGRO, LA COMPAÑÍA MANDÓ CONSTRUIR DE ACUERDO CON LAS ESPECIFICACIONES DE LA SECRETARÍA DE LA DEFENSA NACIONAL, CUATRO POLVORINES PARA ALMACENARLOS, CONVENIENTEMENTE DISTRIBUIDOS A LO LARGO DE LA OBRA DE LOS CUALES SE DISTRIBUYEN A LOS FRENTES, LAS CARGAS EXPLOSIVAS QUE REQUIEREN; PARA EL TRANSPORTE DE LOS EXPLOSIVOS SE UTILIZAN CUATRO CAMIONETAS PICK-UP, DEBIDAMENTE ADAPTADAS PARA HACER ÉSTE, LO MÁS SEGURO. CUANDO EL EXPLOSIVO ES REQUERIDO POR ALGÚN FRENTE SITUADO DENTRO DE LA ZONA URBANA, LA CAMIONETA VA ACOMPAÑADA DE UNA PATRULLA POLICÍACA PARA SU RESGUARDO.

A TODOS LOS TRABAJADORES QUE LABORAN DENTRO DEL TÚNEL, LA COMPAÑÍA LES PROPORCIONA EL EQUIPO DE PROTECCIÓN NECESARIO, CONSISTENTE EN BOTAS DE HULE, VESTIDO IMPERMEABLE Y CASCO, ADEMÁS DE OTRO EQUIPO ADICIONAL, COMO MASCARILLAS CONTRA EL POLVO Y CARETAS DE MICA, CUANDO LAS CONDICIONES DEL TRABAJO LO REQUIEREN.

CAMPAMENTOS .- EN CADA UNA DE LAS LUMBRERAS DEL EMISOR CENTRAL, SE CONSTRUYERON CAMPAMENTOS PARA LA HABITACIÓN DE LOS TRABAJADORES, CONTANDO CON COLECTIVOS, SERVICIOS SANITARIOS Y COMEDORES.

A LOS TRABAJADORES SE LES PROPORCIONA CAMA, COLCHONETA Y ALMOHADAS Y EN LOS BAÑOS HAY AGUA CALIENTE DURANTE TODO EL DÍA, POR LO QUE EL TRABAJADOR PUEDE DUCHARSE A LA SALIDA DE LOS TURNOS SI ASÍ LO DESEA; CADA COLECTIVO TIENE EMPLEADOS QUE LOS MANTIENE LIMPIOS; ADEMÁS DENTRO DE CADA CAMPAMENTO SE TIENEN INSTALACIONES DEPORTIVAS COMO CANCHAS DE BASQUETEBOL Y EN ALGUNOS CAMPO DE FUTBOL Y BEISBOL, ASÍ LOS TRABAJADORES PUEDEN DISTRAERSE HACIENDO DEPORTE.

LA COMPAÑÍA EMPLEÓ A ENTRENADORES PROFESIONALES PARA LA PREPARACIÓN DE LOS JUGADORES, DEL DEPORTE DE SU ELECCIÓN Y ORGANIZÓ COMPETENCIAS ENTRE EQUIPOS DE CADA UNA DE LAS LUMBRERAS, OTORGANDO TROFEOS A LOS VENCEDORES.

SERVICIO MEDICO .- TODOS LOS TRABAJADORES DE LA EMPRESA ESTÁN AFILIADOS AL SEGURO SOCIAL, Y EN SUS HOSPITALES Y CLÍNICAS RECIBEN ATENCIÓN.

LA COMPAÑÍA INSTALÓ CUATRO PUESTOS DE SOCORRO, UNO EN CADA GERENCIA, ATENDIDOS POR MÉDICOS Y ENFERMERAS DURANTE LAS 24 HORAS DEL DÍA; EN CADA PUESTO DE SOCORROS SE TIENE UNA AMBULANCIA, PARA EL TRASLADO RÁPIDO Y SEGURO DE LOS LESIONADOS, DEL SITIO DONDE OCURRIÓ EL ACCIDENTE A LA CLÍNICA DEL SEGURO MÁS CERCANA.

LOS MÉDICOS DE LOS PUESTOS DE SOCORROS SE ENCARGAN DE HACER LOS EXÁMENES MÉDICOS DE ADMISIÓN DE LOS NUEVOS TRABAJADORES, ATIENDEN A

LOS ACCIDENTADOS EN EL CASO DE LESIONES LEVES, Y A LOS FAMILIARES DE ÉSTOS, CUANDO LO SOLICITAN.

EN LOS PUESTOS DE SOCORROS SE TIENEN MEDICINAS Y MEDICAMENTOS QUE PROPORCIONA EL SEGURO SOCIAL, LOS QUE SON DADOS A LOS TRABAJADORES O SUS FAMILIARES.

CUANDO EN LA EXCAVACIÓN DE LOS TÚNELES SE TUVO LA NECESIDAD DE UTILIZAR UN PROCEDIMIENTO DE ATAQUE ESPECIAL, COMO ES EL DE TRABAJAR BAJO UNA PRESIÓN HIPERBARICA, LA COMPAÑIA HIZO LAS INSTALACIONES ADECUADAS TANTO DENTRO DEL TÚNEL, COMO EN SUPERFICIE, EN ÉSTAS ÚLTIMAS QUEDARON INCLUIDAS LAS MÉDICAS PARA PODER TRATAR EN ELLAS A LOS TRABAJADORES QUE SUFRIERAN ALTERACIONES DE SALUD, QUE NORMALMENTE SE PRESENTAN EN ESTE TIPO DE TRABAJO.

A LOS TRABAJADORES QUE LABORARON BAJO PRESIÓN HIPERBARICA SE LES HICIERON ANÁLISIS CLÍNICOS, TELERADIOGRAFÍAS, ESPIROMETRÍAS, AUDIOMETRÍAS, Y EN ALGUNOS CASOS ELECTROCARDIOGRAMAS, CON LO CUAL SE TUVO CONCIENCIA DE SU ESTADO DE SALUD ADEMÁS SE LES SOMETÍA A UNA PRUEBA DENTRO DE UNA CÁMARA MÉDICA, EN LA QUE PERMANECÍA POR UN TIEMPO BAJO UNA PRESIÓN MAYOR QUE LA QUE IBAN A TENER DENTRO DE LA ZONA DE TRABAJO, DURANTE ESTE TIEMPO ESTABAN VIGILADOS POR EL MÉDICO.

EL PERSONAL MÉDICO QUE LABORÓ EN ESTAS INSTALACIONES, FUE DEBIDAMENTE SELECCIONADO Y ADEMÁS SE LES DIO UNA PREPARACIÓN ESPECÍFICA.

CONCLUSION .-

EL COSTO OCASIONADO POR LA GERENCIA DE SEGURIDAD PLENAMENTE SE JUSTIFICA, PUES ES ELLA LA ENCARGADA DEL CUIDADO DE TANTAS VIDAS COMO TRABAJADOR HAYA, Y ÉSTO ES UN VALOR IMPONDERABLE.

DESGRACIADAMENTE NUNCA SE PUEDE CONTABILIZAR SUS RESULTADOS, POR LAS CONDICIONES ALEATORIAS QUE TIENEN LOS ACCIDENTES.

LA PRESENCIA DEL SUPERVISOR DE SEGURIDAD PROPORCIONA CONFIANZA AL TRABAJADOR Y ASÍ SU RENDIMIENTO ES MAYOR, ABATIENDO CON ÉSTO EL COSTO.

"ACCIDENTES DE TRABAJO" ESTUDIO ELABORADO POR LA UNIVERSIDAD
NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO.

ACCIDENTES DE TRABAJO

I. ASPECTOS RELEVANTES

- * EN 1979 CASI 11,000 PERSONAS QUEDARON PERMANENTEMENTE INCAPACITADOS POR ACCIDENTES DE TRABAJO.
- * EN ESE AÑO EL SEGURO SOCIAL GASTÓ MÁS DE SIETE MIL MILLONES DE PÉSOS EN LA ATENCIÓN DE ACCIDENTES DE TRABAJO.
- * LA IRRESPONSABILIDAD DE LOS TRABAJADORES Y LA FALTA DE INTERÉS DE LAS EMPRESAS, SON FACTORES CONTRIBUYENTES.
- * LA INDUSTRIA DE LA CONSTRUCCION Y LA TRANSFORMACIÓN SON LAS MÁS FRECUENTEMENTE INVOLUCRADAS.
- * LA EDUCACIÓN PARA LA PREVENCIÓN DE ACCIDENTES LABORALES DEBE SER ESPECÍFICA, RESPECTO A LAS CAUSAS DE LOS MISMOS.

II. DETALLE DE COSTOS

- 1 EN 1979 SE REPORTARON 494,356 ACCIDENTES DE TRABAJO.
- 2 EL COSTO PROMEDIO FUÉ DE \$14,229.00, POR LO QUE EL COSTO GLOBAL ANUAL ASCENDIÓ A MÁS DE \$7000'000,000.00.

III. REGIONES MAS AFECTADAS.

- 1 VALLE DE MÉXICO CON 148,578 ACCIDENTES Y UN COSTO GLOBAL DE MÁS DE DOS MIL MILLONES DE PÉSOS , OCUPÓ EL PRIMER LUGAR.
- 2 SIGUIERON, EN ÓRDEN DE IMPORTANCIA, LOS ESTADOS DE JALISCO - CON 46,080 ACCIDENTES Y NUEVO LEÓN CON 41,450.

IV. RIESGOS AFECTADOS.

- 1 DEFUNCIONES: 1,029
- 2 INCAPACIDAD PERMANENTE: 10,978

V. COMPOSICION POR SEXO Y EDADES.

- 1 SEXO MASCULINO: 98.6% DE LAS DEFUNCIONES.
- 2 EDADES:

- EL 80% DE LAS DEFUNCIONES SE PRESENTA EN EDADES ENTRE LOS 15 Y 44 AÑOS (51.8% ENTRE PERSONAS DE 15 A 29 AÑOS).
- EL 55% DE LAS MUERTES DEL ÚLTIMO GRUPO DE EDADES ANOTADAS OCURRIÓ DESEMPEÑANDO ACTIVIDADES EN OBRAS DE CONSTRUCCIÓN (EDIFICIOS, OBRAS DEL METRO Y DESAGUE DEL DISTRITO FEDERAL); EL 13.7% EN FÁBRICAS Y EL 5.2% EN EXTERIORES DE EDIFICIOS.

VI. CAUSAS MAS FRECUENTES DE LOS ACCIDENTES.

1 ENTRE LOS JÓVENES:

- LA INEXPERIENCIA
- LA FALTA DE ADIESTRAMIENTO
- EXCESO DE CONFIANZA
- LA FALTA DE DESTREZA.

2 EN LA INDUSTRIA DE LA CONSTRUCCION :

- EL USO DE ESCALERAS ANGOSTAS E IMPROVISADAS
- FALTA DE APUNTALAMIENTO DE ZANJAS.

- DEJAR CAER AL PISO TABLAS, VARILLAS Y OTROS OBJETOS.
- DEJAR HERRAMIENTAS EN LAS VIGUETAS
- TRABAJO EN ANDAMIOS INSEGUROS
- VIAJAR EN LOS TRANSPORTADORES DE MATERIALES Y EN LAS PLUMAS DE LAS GRÚAS.
- CAMINAR POR VIGAS ANGOSTAS.
- CAÍDAS DESDE PLANOS ELEVADOS.
- USO INADECUADO DE EXPLOSIVOS.

ALREDEDOR DEL 45% DE LAS DEFUNCIONES QUE OCURREN EN LA INDUSTRIA DE LA CONSTRUCCIÓN, ACONTECEN EN LAS FORMAS DESCRITAS ANTERIORMENTE.

LA SEGUNDA CAUSA DE MUERTE EN LOS ACCIDENTES DE TRABAJO OCURRIDOS EN LA CONSTRUCCIÓN Y EN LAS FÁBRICAS, SON POR TRAUMATISMOS ORIGINADOS POR :

- CAÍDA DE OBJETO DE DIVERSAS ALTURAS SOBRE EL TRABAJADOR (LADRILLOS, HERRAMIENTAS, ETC.).
- LESIONES PRODUCIDAS POR MAQUINARIA.
- POR SALIENTES DE MATERIALES QUE PRODUCEN HERIDAS EN EL TRABAJADOR.
- DERRUMBES.
- INCRUSTACIÓN DE MATERIAL VARIOS EN EL CUERPO DEL TRABAJADOR.

APROXIMADAMENTE EL 15% DE LAS MUERTES SE DEBEN A ESTE TIPO DE TRAUMATISMOS.

LA TERCERA CAUSA DE MUERTE EN LOS ACCIDENTES LABORALES ES :

- LA ELECTROCUCIÓN POR CABLES DE ALTA TENSIÓN.
- INADECUADO MANEJO DE CABLES.
- MAL ESTADO DE CABLES, ETC.

VII. HORARIOS Y DIAS EN QUE OCURREN LOS ACCIDENTES

- 1 HORA EN QUE LOS ACCIDENTES OCURREN CON MAYOR FRECUENCIA:
ENTRE LAS 12:00 Y 18:00 HORAS DEL DÍA.
- 2 DÍA MÁS FRECUENTE :
LUNES, AL REGRESO DEL DESCANSO SEMANAL.

VIII. CONCLUSION

LOS ACCIDENTES OCASIONADOS POR DESCUIDO HUMANO PUEDEN EVITARSE MEDIANTE LA EDUCACIÓN DE LOS TRABAJADORES, MISMA QUE DEBERÍA SER NO SÓLO DE TIPO GENERAL, SINO QUE ADEMÁS, DEBE INCLUIR INFORMACIÓN ESPECÍFICA SOBRE LOS RIESGOS PRESENTES EN SU MEDIO DE TRABAJO.

ASÍMISMO, NO SOLO DEBE DETERMINARSE CON EXACTITUD LA CLASE PARTICULAR DE FALLA HUMANA O PELIGRO MECÁNICO EXISTENTES, SINO TAMBIÉN SE LECCIONAR COMO PRIMER PUNTO DE ATAQUE AQUELLA CAUSA QUE SEA DE SUMA IMPORTANCIA, INDICADA POR SU PREDOMINIO O POR EL GRADO DE PROBABILIDAD DE QUE CONDUZCA A UNA GRAN FRECUENCIA O GRAVEDAD DE LESIONES O AMBAS CIRCUNSTANCIAS A LA VEZ.

LAS FUENTES DE INFORMACIÓN SON :

- 1) LA JEFATURA DE SERVICIOS DE MEDICINA DEL TRABAJO DEL I.M.S.S.
- 2) EL SERVICIO MÉDICO FORENSE DEL DISTRITO FEDERAL.

A PESAR DE QUE LOS RIESGOS DEL TRABAJO QUEDAN A CARGO DEL INSTITUTO MEXICANO DEL SEGURO SOCIAL, ESTARÁN DE ACUERDO CONMIGO DE QUE SON UN SERIO PROBLEMA PARA LA EMPRESA YA QUE NO SOLO PUEDEN VERSE AFECTADOS INGENIEROS Y TRABAJADORES ALTAMENTE ESPECIALIZADOS SINO QUE ADEMÁS PUEDEN RETRAZAR EL TRABAJO Y CREAR INCERTIDUMBRE ENTRE LOS TRABAJADORES.



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

DIRIGIDO AL PERSONAL PROFESIONAL DE LA DIRECCION GENERAL DE CAMINOS
RURALES DE LA SECRETARIA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES

CURSO: "RESIDENTES DE CONSTRUCCION"

CONSECUENCIAS DE LOS RIESGOS LABORALES PARA LA
SALUD Y LA ECONOMIA. BENEFICIOS DE LAS CAMPAÑAS DE
HIGIENE EN EL TRABAJO

ING. RAUL LOPEZ CALVILLO
DEL 10 AL 15 DE SEPTIEMBRE DE 1984
ZACATECAS, ZAC.

CONSECUENCIA DE LOS RIESGOS LABORALES PARA LA SALUD Y LA ECONOMÍA. BENEFICIOS DE LAS CAMPAÑAS DE HIGIENE DEL TRABAJO.

LAS DIVERSAS DEFINICIONES DE LA HIGIENE DEL TRABAJO PONEN ÉNFASIS EN SU MISIÓN FUNDAMENTAL : LA PROTECCIÓN DE LA SALUD DE LOS TRABAJADORES CONTRA LOS PELIGROS PRODUCIDOS POR EL PROPIO AMBIENTE DE TRABAJO. DESDE UN PUNTO IMPORTANTE, SIN EMBARGO, DESTACAR LA CARGA ECONÓMICA QUE REPRESENTAN LOS ACCIDENTES Y ENFERMEDADES DE LOS TRABAJADORES. NO PODEMOS OLVIDAR LA INFLUENCIA CADA VEZ MAYOR DEL DESARROLLO ECONÓMICO PARA NUESTROS PAÍSES Y PARA EL BIENESTAR DE SUS CIUDADANOS. DEBE TENERSE IGUALMENTE PRESENTE QUE EL SECTOR PATRONAL ESTÁ CONSTITUÍDO POR EMPRESAS, SEAN ELLAS UNIPERSONALES O MULTIPERSONALES, QUE DESARROLLAN SUS ACTIVIDADES TENIENDO COMO META FUNDAMENTAL LA OBTENCIÓN DE GANANCIAS MONETARIAS. EL PODER PLANTEAR EL PROBLEMA EN TÉRMINOS ECONÓMICOS, Y DEMOSTRAR QUE LOS GASTOS DESTINADOS A SUPRIMIR LAS INCAPACIDADES DE LOS TRABAJADORES CONSTITUYEN INVERSIONES REPRODUCTIVAS, SIGNIFICA HABLAR EN UN MISMO IDIOMA CON ECONOMISTAS Y EMPRESARIOS. SE JUSTIFICA, POR ELLOS, ESTUDIAR LOS RIESGOS LABORALES DESDE EL DOBLE PUNTO DE VISTA DE SUS CONSECUENCIAS PARA LA SALUD Y LA ECONOMÍA.

* CURSO SOBRE SEGURIDAD Y SANEAMIENTO PARA LOS SERVICIOS DE AGUA Y ALCANTARILLADO. MÉXICO, JUNIO, 1979.

** CONSULTOR DEL CENTRO PANAMERICANO DE INGENIERÍA SANITARIA Y CIENCIAS DEL AMBIENTE (CEPIS) DE LA ORGANIZACIÓN PANAMERICANA DE LA SALUD.

CONSECUENCIAS PARA LA SALUD

AL ESTUDIAR LAS DIVERSAS INCAPACIDADES QUE SUFREN LOS TRABAJADORES
PODEMOS DISTINGUIR CUATRO CAUSAS FUNDAMENTALES :

- 1.- ACCIDENTES DEL TRABAJO
- 2.- ACCIDENTES OCURRIDOS FUERA DEL AMBIENTE LABORAL
- 3.- ENFERMEDADES OCUPACIONALES
- 4.- ENFERMEDADES COMUNES.

ACCIDENTES DEL TRABAJO

PODEMOS DEFINIR UN ACCIDENTE DEL TRABAJO COMO TODO HECHO NO PRE -
VISTO QUE INTERRUMPE EL PROCESO NORMAL DE PRODUCCIÓN. SE PUEDEN
DISTINGUIR CUATRO TIPOS DISTINTOS DE CONSECUENCIAS :

- A) ACCIDENTES SIN CONSECUENCIA.
- B) ACCIDENTES QUE PRODUCEN SÓLO DAÑOS MATERIALES.
- C) ACCIDENTES QUE PRODUCEN LESIONES EN LOS TRABAJADORES AFECTADOS.
- D) ACCIDENTES QUE PRODUCEN LESIONES Y DAÑOS MATERIALES.

NO DEBE CONFUNDIRSE EL ACCIDENTE CON LA LESIÓN. DE LOS CUATRO TI -
POS ENUMERADOS SÓLO DOS PRODUCEN LESIONES A LOS TRABAJADORES. AUN -
QUE DESDE UN PUNTO DE VISTA ESTRICTAMENTE DE SALUD ESTOS SON LOS -
ÚNICOS QUE NOS INTERESAN, PARA LAS ACTIVIDADES DE PREVENCIÓN ES IM -
PORTANTE EL ACCIDENTE MISMO, CUALQUIERA QUE SEA SU CONSECUENCIA.

LAS LESIONES PRODUCIDAS PUEDEN IR DESDE UNA CORTADURA O RASGADURA
SUPERFICIAL, UNA CAÍDA SIN CONSECUENCIAS, UN GOLPE QUE SÓLO PRODUCE
UN PEQUEÑO DOLOR, HASTA LA INCAPACIDAD TOTAL DEL TRABAJADOR POR PE -
RÍODOS PROLONGADOS LA PÉRDIDA DE UNO O MÁS MIEMBROS DE FUNCIONES -
CORPORALES, Y LA MUERTE. SIN EMBARGO LA GRAVEDAD DE LAS LESIONES -
ESTÁ FUERTEMENTE INFLUÍDA POR EL AZAR.

LA MAYOR PARTE DE LOS PAÍSES TIENEN EN SU LEGISLACIÓN LABORAL DISPOSICIONES QUE EXIGEN QUE LOS OBREROS SEAN COMPENSADOS POR LOS DAÑOS QUE PUEDEN SUFRIR A CAUSA DE UN ACCIDENTE DEL TRABAJO. PARA DEFENDERSE DE LAS GRAVES CONSECUENCIAS ECONÓMICAS QUE ESTO PODRÍA ACARREARLES, LOS PATRONES, ESPECIALMENTE LOS DE EMPRESAS PEQUEÑAS, SUELEN TOMAR UN SEGURO CONTRA ACCIDENTES DEL TRABAJO. MEDIANTE EL PAGO DE UNA PRIMA SUS OBREROS RECIBEN ATENCIÓN MÉDICA COSTEADA POR LA EMPRESA ASEGURADORA, LA QUE SE ENCARGA TAMBIÉN DE CANCELAR LAS COMPENSACIONES A QUE PODRÍAN TENER DERECHO. TODO ESTO CONTRIBUYE A QUE, PESE A LA POBREZA GENERAL DE LAS ESTADÍSTICAS EN NUESTROS PAÍSES, SEA POSIBLE OBTENER ALGUNOS DATOS SOBRE EL NÚMERO, Y A VECES SOBRE LA SERIEDAD DE LAS CONSECUENCIAS DE LOS ACCIDENTES LABORALES.

LOS EXPERTOS UTILIZAN COMO HERRAMIENTA ESTADÍSTICA LOS LLAMADOS ÍNDICES DE FRECUENCIA Y DE GRAVEDAD, QUE MÁS ADELANTE SE DISCUTIRÁN EN DETALLE. NOS PERMITIREMOS DEFINIR POR AHORA EL ÍNDICE DE FRECUENCIA COMO EL NÚMERO DE LESIONES CAPACES DE OCASIONAR LA PÉRDIDA DE POR LO MENOS UNA JORNADA COMPLETA PRODUCIDAS POR CADA MILLÓN DE HORAS-HOMBRE TRABAJADAS. COMO EN NUESTROS PAÍSES CADA OBRERO SUELE TRABAJAR 48 HORAS A LA SEMANA DURANTE 50 SEMANAS EN EL AÑO, UN MILLÓN DE HORAS CORRESPONDE APROXIMADAMENTE AL TRABAJO DESARROLLADO EN UN AÑO POR UN TOTAL DE 400 HOMBRES. PODEMOS INTERPRETAR ENTONCES ESTE ÍNDICE, EN UNA PRIMERA APROXIMACIÓN, COMO EL NÚMERO DE LESIONES QUE SE PRODUCEN ANUALMENTE POR CADA 400 TRABAJADORES.

EL ÍNDICE DE GRAVEDAD O DE SEVERIDAD, ALGO MÁS COMPLEJO DE CALCULAR QUE EL DE FRECUENCIA, PRETENDE EXPRESAR EN FORMA SENCILLA LAS CONSECUENCIAS DE LOS ACCIDENTES. SIN ENTRAR EN MAYORES DETALLES PODEMOS DEFINIRLO COMO EL TOTAL DE JORNADAS DE TRABAJO PERDIDAS POR CADA MILLÓN DE HORAS-HOMBRE TRABAJADAS. ES DECIR, EL NÚMERO DE JORNADAS DE TRABAJO PERDIDAS ANUALMENTE POR CADA 400 OPERARIOS.

DE LOS DATOS PRESENTADOS AL PRIMER SEMINARIO LATINOAMERICANO DE SALUD OCUPACIONAL, CELEBRADO EN SAO PAULO, BRASIL, EN MARZO DE 1966, HEMOS EXTRAÍDO LAS SIGUIENTES CÍFRAS :

INDICES

BOLIVIA:

TRABAJADORES MINEROS, INTERIOR DE LAS MINAS.

FRECUENCIA

87 a 213

GRAVIDAD

--

EXTERIOR

26 a 95

--

COLOMBIA:

INDUSTRIA PETROLERA

14.1

1271

MINERÍA

78

1076

MANUFACTURAS

49.6

458

TRANSPORTE AÉREO

31.2

202

TRANSPORTE MARÍTIMO Y FLUVIAL

77.1

705

SERVICIOS PÚBLICOS

44.6

1871

CHILE:

539 218 AFILIADOS AL SERVICIO DE SEGURO SOCIAL .

67.7

2680

VENEZUELA:

260 000 AFILIADOS AL SERVICIO VENEZOLANO DE LOS SEGUROS SOCIALES

33.5

--

BASTA ABRIR CUALQUIER REVISTA ESPECIALIZADA PARA ENCONTRAR CÍFRAS SIMILARES.

AL EXAMINAR LOS VALORES ENUMERADOS PARECE QUE TENDRÍAMOS DERECHO A DECIR, SÓLO CON EL OBJETO DE PLANTEAR EL PROBLEMA LO MÁS SIMPLEMENTE POSIBLE, QUE POR LO MENOS UNO DE CADA 10 TRABAJADORES ES VÍCTIMA, EN CADA AÑO, DE UN ACCIDENTE QUE LE PRODUCE UNA LESIÓN SUFICIENTEMENTE GRAVE PARA OBLIGARLO A PERDER AL MENOS UNA JORNADA COMPLETA DE TRABAJO. EN CHILE, POR LO MENOS UNO DE CADA 5000 MUERE AL AÑO A CONSECUENCIA DE LOS ACCIDENTES DE TRABAJO. SI EXTRAPOLAMOS ESTAS CÍFRAS A LOS 80 000 000 DE TRABAJADORES QUE CONSTITUYEN LA FUERZA LABORAL DE AMÉRICA LATINA, ESTO REPRESENTARÍA 8 000 000 DE ACCIDENTES ANUALES, CONTANDO SÓLO LOS QUE PRODUCEN LA PÉRDIDA DE POR LO MENOS UNA JORNADA COMPLETA DE TRABAJO, Y 16 000 MUERTES. LOS VALORES REALES SON PROBABLEMENTE MÁS ALTOS.

EN IGUAL FORMA PODRÍAMOS DECIR QUE CADA TRABAJADOR PIERDE APROXIMADAMENTE UNOS 7 DÍAS POR AÑO A CAUSA DE LOS ACCIDENTES DEL TRABAJO, CÍFRA QUE SI BIEN EN ALGUNOS CASOS ES DE MENOS DE 1 DÍA LLEGA EN OTROS A MÁS DE 13 DÍAS POR AÑO.

ESTUDIOS EFECTUADOS EN PAÍSES DE DESARROLLO INDUSTRIAL MÁS AVANZADO, COMO LOS ESTADOS UNIDOS Y EUROPA, INDICAN QUE ESTOS NIVELES NO CORRESPONDEN SOLAMENTE A NUESTRA AMÉRICA LATINA. SI COMPARAMOS LAS CÍFRAS PROMEDIO PARA TODAS LAS INDUSTRIAS EN LOS ESTADOS UNIDOS Y EN NUESTROS PAÍSES VEREMOS QUE EN EL PRIMERO, DONDE LAS TÉCNICAS DE PREVENCIÓN HAN ALCANZADO SU MAYOR DESARROLLO, LOS ÍNDICES DE FRECUENCIA SON 6 A 7 VECES MENORES. SIN EMBARGO, ESTUDIOS REALIZADOS EN INDUSTRIAS PEQUEÑAS DE ESE PAÍS, DE 100 OPERARIOS O MENOS, ES DECIR LAS MÁS HABITUALES EN AMÉRICA LATINA, MUESTRAN ÍNDICES SIMILARES A LOS YA ENUMERADOS.

ACCIDENTES OCURRIDOS FUERA DEL AMBIENTE LABORAL

SI CONSIDERAMOS LA SALUD DE LOS TRABAJADORES COMO UN TODO NO SÓLO DEBEMOS PREOCUPARNOS DE LOS ACCIDENTES DEL TRABAJO, SINO QUE TAMBIÉN DE LOS QUE PUEDAN OCURRIRLES DURANTE LAS 24 HORAS DEL DÍA, INCLUYENDO LOS ACCIDENTES EN EL HOGAR, DEL TRÁNSITO, DEPORTIVOS Y EN LUGARES DE RECREO, ETC. LA TENDENCIA MODERNA DE LA LEGISLACIÓN SOCIAL ES CONSIDERAR COMO ACCIDENTE DEL TRABAJO A TODOS LOS QUE OCURREN POR CUALQUIER CAUSA RELACIONADA CON LA OCUPACIÓN, AUN CUANDO ÉSTA PUEDA PARECER REMOTA. CADA VEZ CON MÁS FRECUENCIA SE INCLUYEN, POR EJEMPLO, LOS OCURRIDOS MIENTRAS LOS OPERARIOS SE TRASLADAN DE SUS HOGARES AL LUGAR DONDE DESEMPEÑAN SUS LABORES, ACCIDENTES EN COMEDORES O CAFETERÍAS, ETC.

COMO ES DE COMPRENDER, LOS ACCIDENTES OCURRIDOS FUERA DE LOS LUGARES DE TRABAJO SON MUCHO MÁS DIFÍCILES DE CONTABILIZAR. NO SE DISPONE DE CÍFRAS AL RESPECTO Y SE MENCIONAN SÓLO PARA DESTACAR EL HECHO DE QUE NO PODEMOS SEPARAR A UNA PERSONA EN 2 COMPARTIMENTOS DIFERENTES. SU SALUD ES UNA SOLA Y SE VERÁ AFECTADA POR CUALQUIER

ACCIDENTE QUE LE OCURRA, CUALQUIERA QUE SEA EL LUGAR DONDE ESTE SE PRODUZCA O LA ACTIVIDAD QUE ESTUVIESE DESEMPEÑANDO EN ESE MOMENTO. ESTO SE HACE MÁS IMPORTANTE SI CONSIDERAMOS QUE CON LA DISMINUCIÓN DE LA MORTALIDAD POR ENFERMEDADES TRANSMISIBLES LOS ACCIDENTES EN GENERAL HAN ESTADO ADQUIRIENDO CADA VEZ MAYOR CATEGORÍA. ES MUY DIFÍCIL ENCONTRAR ACTUALMENTE UNA ESTADÍSTICA DE MORTALIDAD, DE CUALQUIER PAÍS, DONDE ELLOS NO FIGUREN ENTRE LAS 10 PRIMERAS CAUSAS DE MUERTE.

ENFERMEDADES OCUPACIONALES

LA DIFERENCIA FUNDAMENTAL ENTRE EL ACCIDENTE DEL TRABAJO Y LA ENFERMEDAD OCUPACIONAL ES QUE MIENTRAS EL PRIMERO, COMO YA LO DIJIMOS, SE PRESENTA DE UNA MANERA REPENTINA, INTERRUPIENDO EL PROCESO NORMAL DE TRABAJO, LA ENFERMEDAD OCUPACIONAL SE DESARROLLA EN FORMA LENTA, NECESITANDO A VECES VARIOS AÑOS PARA PODER SER DIAGNOSTICADA, Y CONSTITUYE UNA CONSECUENCIA DEL PROCESO NORMAL DE PRODUCCIÓN, CUANDO NO SE EMPLEAN LAS PRECAUCIONES NECESARIAS PARA EVITARLAS.

RESULTA MÁS DIFÍCIL, POR ESTO, OBTENER ESTADÍSTICAS DE ENFERMEDADES OCUPACIONALES. LOS EPIDEMIÓLOGOS ACEPTAN QUE ENTRE EL ESTADO DE SALUD COMPLETA Y EL DE ENFERMEDAD EXISTEN NUMEROSOS PUNTOS INTERMEDIOS, INCLUYENDO FASES SUB-CLÍNICAS DE LAS QUE NO SE DAN CUENTA NI EL ENFERMO NI EL MÉDICO. SU DESCUBRIMIENTO OPORTUNO SE VE COMPLICADO ADEMÁS PORQUE LOS SIGNOS Y SÍNTOMAS QUE PRESENTAN SON SIMILARES, EN MUCHOS CASOS, A LOS DE LAS ENFERMEDADES COMUNES, LO QUE DIFICULTA EL DIAGNÓSTICO CUANDO NO SE DISPONE DE MÉDICOS ESPECIALIZADOS EN MEDICINA DEL TRABAJO, MUY ESCASO EN TODO EL MUNDO, Y DE LABORATORIOS IGUALMENTE ESPECIALIZADOS.

DEBIDO A ESTO NO EXISTEN, EN NINGÚN PAÍS, BUENAS ESTADÍSTICAS SOBRE ENFERMEDADES OCUPACIONALES. SE PUEDE CITAR, SIN EMBARGO, ALGUNOS EJEMPLOS QUE PERMITEN MOSTRAR LA GRAVEDAD DEL PROBLEMA. DE LAS CIFRAS APORTADAS AL PRIMER SEMINARIO LATINOAMERICANO DE SALUD OCUPACIONAL, AL QUE SE HA HECHO REFERENCIA, SE PUEDE EXTRAER LAS SIGUIENTES :

PROBLEMA	PAÍS	NÚMERO DE PERSONAS ESTUDIADAS	SANOS %	ENFERMOS Y SOSPECHOSOS %
<u>ANTRACOSIS</u>	COLOMBIA	926	74.8	25.2
	CHILE	3 758	88.7	11.3
	PERÚ	1 300	88.8	11.2
<u>ARSÉNICO</u>	BRASIL	135	13.4	86.6
	MÉXICO	NO SE INDICÓ	5	95
	PERÚ	222	11.3	88.7
<u>ASBESTOSIS</u>	COLOMBIA	292	81.6	18.4
	CHILE	618	65.2	34.8
<u>CROMO</u>	CHILE	129	88.0	12.0
	MÉXICO	NO SE INDICÓ	50	50
<u>DERMATOSIS</u>	BRASIL	2 138	96.5	3.5
	CHILE	802	93.9	6.1
<u>MANGANESO</u>	CHILE	189	88.1	11.9
<u>MERCURIO</u>	COLOMBIA	52	23	77
	CHILE	65	40	60
<u>PLOMO</u>	COLOMBIA	238	86.3	13.7
	MÉXICO	NO SE INDICÓ. FÁBRICAS DE ACUMULADORES.		
		1 956	79.1	20.9
		1 961	88.6	11.4
<u>SILICOSIS</u>	BOLIVIA	NO SE INDICÓ	74.4	25.6
	COLOMBIA	999	77.5	22.5
	CHILE	15 734	75.3	24.7
	MÉXICO	ESTIMACIÓN DE TODOS LOS EXPUESTOS	80	20
	PERÚ	20 537	95.8	4.2
<u>SOLVENTES</u>	CHILE	NO SE INDICÓ	53.8	46.2
<u>TALCOSIS</u>	CHILE	478	84.1	15.9

SE PUEDE AGREGAR TODAVÍA QUE EN EL SEMINARIO REGIONAL DE SILICIOSIS CELEBRADO EN LA PAZ, BOLIVIA, A FINES DE JULIO DE 1976, CON PARTICIPACIÓN DE BOLIVIA, CHILE Y PERÚ Y BAJO EL AUSPICIO DE LA ORGANIZACIÓN PANAMERICANA DE LA SALUD, SE PRESENTARON LAS SIGUIENTES CIFRAS DE PREVALENCIA DE SILICIOSIS, ES DECIR, DE PORCENTAJE DE CASOS RECONOCIDOS SOBRE EL TOTAL DE TRABAJADORES EXPUESTOS AL SILICIO.

PREVALENCIA DE SILICIOSIS SEGÚN EL TIPO DE EMPRESA

<u>TIPO DE INDUSTRIA</u>	<u>BOLIVIA</u>		<u>CHILE</u>		<u>PERÚ</u>	
	<u>No. CASOS</u>	<u>PREV.</u>	<u>No. CASOS</u>	<u>PREV.</u>	<u>No. CASOS</u>	<u>PREV.</u>
MINERÍA TOTAL	2991	25.5%	685	5.1%	1313	4.0%
MINERÍA METÁLICA	2991	25.5%	268	4.2%	1134	3.7%
MINERÍA NO METÁLICA	--	--	418	5.8%	179	8.6%
INDUSTRIA	--	--	285	3.8%	--	--

LA CIFRA PROPORCIONADA POR EL PROPIO INSTITUTO NACIONAL DE SALUD OCUPACIONAL DE BOLIVIA, SIGNIFICA QUE UNO DE CADA CUATRO MINEROS BOLIVIANOS HA CONTRAÍDO UNA ENFERMEDAD IRREVERSIBLE, DE LA CUAL SANARÁ JAMÁS Y QUE LE PROVOCARÁ UNA MUERTE TEMPRANA. ESTO SUFICIENTE BIEN SERÍA SUFICIENTE PARA JUSTIFICAR TODAS LAS INTERVENCIONES QUE SE HAGAN CON EL OBJETO DE CORREGIR ESTA SITUACIÓN.

ENFERMEDADES COMUNES

COMO EN EL CASO DE LOS ACCIDENTES OCURRIDOS FUERA DEL AMBIENTE LABORAL, NO ES POSIBLE DEJAR DE CONSIDERAR LAS ENFERMEDADES COMUNES NO OCUPACIONALES, AL HABLAR DE LA SALUD DE LOS TRABAJADORES. LOS ESTUDIOS REALIZADOS MUESTRAN QUE LAS TASAS DE MORBILIDAD Y MORTALIDAD EN LAS CLASES ASALARIADAS SON MÁS ALTAS QUE EN LOS ESTRATOS ECONÓMICAMENTE MEJOR DOTADOS DE LA SOCIEDAD. ESTO TIENE SU ORIGEN EN LAS DEFICIENTES CONDICIONES NUTRITIVAS, AMBIENTALES E HIGIÉNICAS EN QUE SUELEN VIVIR. LA ATENCIÓN MÉDICA ES TAMBIÉN GENERALMENTE

MÁS POBRE. TODO ESTO REPERCUTE NECESARIAMENTE SOBRE SU CALIDAD DE SUS FAMILIAS, AUMENTANDO EL NÚMERO DE LAS ENFERMEDADES CIÉNDOLAS MÁS SERIAS.

DE ACUERDO A UN ESTUDIO REALIZADO EN CHILE ENTRE MÁS DE 2 MILLONES DE TRABAJADORES AFILIADOS AL SERVICIO DE SEGURO SOCIAL, SE PIERDEN UN PROMEDIO DE 14 DÍAS POR PERSONA Y POR AÑO DEBIDO A ENFERMEDADES COMUNES, A LOS QUE SE DEBEN SUMAR LOS DÍAS PERDIDOS POR LAS ENFERMEDADES OCUPACIONALES, QUE YA HEMOS DISCUTIDO ANTERIORMENTE.

CONSECUENCIAS PARA LA ECONOMIA

NO ES FÁCIL HACER UN CÁLCULO MÁS O MENOS PRECISO DEL COSTO TOTAL PARA UN PAÍS DE LOS ACCIDENTES Y ENFERMEDADES OCUPACIONALES. EN EL DEBERÍA CONSIDERARSE EL VALOR DE LOS EQUIPOS Y MAQUINARIAS DESTRUIDOS O DETERIORADOS Y DE LAS MATERIAS PRIMAS Y PRODUCTOS ELABORADOS DAÑADOS. EL COSTO DE LA ATENCIÓN MÉDICA Y DE LAS COMPENSACIONES PAGADAS, LO QUE DEJAN DE GANAR LOS OPERARIOS AFECTADOS, ETC. ESTO ES RELATIVAMENTE FÁCIL PARA LOS ACCIDENTES DENUNCIADOS Y, ESPECIALMENTE, LOS QUE AFECTAN A TRABAJADORES ASEGURADOS. LAS GRANDES INDUSTRIAS, POR SU PARTE, QUE SABEN BIEN QUE LOS ACCIDENTES DEL TRABAJO PUEDEN ALCANZAR COSTOS ELEVADOS, SUELEN MANTENER BUENAS ESTADÍSTICAS, ESPECIALMENTE CUANDO CUENTAN CON DEPARTAMENTOS DE SEGURIDAD ENCARGADOS DE LA PREVENCIÓN.

MUCHO MÁS DIFÍCIL ES CONOCER EL COSTO REAL DE LOS ACCIDENTES NO DENUNCIABLES, COMO LOS QUE SÓLO OCASIONAN UNA HERIDA LEVE O PRODUCEN LA PÉRDIDA DE MENOS DE UNA JORNADA DE TRABAJO. EN IGUAL FORMA, EN NINGÚN PAÍS DEL MUNDO SE TIENE IDEA, SIGUIERA APROXIMADA, DEL COSTO EFECTIVO DE LAS ENFERMEDADES OCUPACIONALES SALVO EL DE AQUELLAS QUE, COMO LA SILICOSIS Y OTRAS NEUMOCONIOSIS, SON IRREVERSIBLES Y SUELEN SER LAS ÚNICAS QUE SE COMPENSAN.

IMAGINEMOS UN PAÍS LATINOAMERICANO, CON UNA FUERZA LABORAL DE 1 600 000 PERSONAS, EN EL QUE SE PRODUCEN 200 000 ACCIDENTES POR AÑO, CON 450 MUERTES.

HECHOS LOS CÁLCULOS DEL CASO SE HA ENCONTRADO QUE EL ÍNDICE DE FRECUENCIA ES DE 50 Y EL DE GRAVEDAD DE 1500, TRATEMOS DE CALCULAR LA RPERCUSIÓN ECONÓMICA DE ESTOS ACCIDENTES.

LOS SERVICIOS DE SEGURIDAD SOCIAL Y LAS COMPAÑÍAS PRIVADAS DE SEGUROS INDICAN QUE LOS GASTOS POR ATENCIÓN MÉDICA Y POR INDEMNIZACIONES FUERON LOS SIGUIENTES :

ATENCIÓN MÉDICA	US \$	680 000
ATENCIÓN HOSPITALARIA		2 200 000
INDEMNIZACIONES		<u>3 500 000</u>
TOTAL	US \$	6 380 000

ESTAS CIFRAS SON LAS ÚNICAS QUE DISPONEMOS EN CUANTO AL COSTO REAL Y EFECTIVO DE LOS ACCIDENTES Y ENFERMEDADES DEL TRABAJO CONOCIDOS Y COMPENSADOS. PARA EL RESTO SÓLO PODEMOS HACER ESTIMACIONES. A ESTOS COSTOS, LLAMADOS DIRECTOS, DEBEN AGREGARSE LOS COSTOS INDIRECTOS, DEBIDOS A DESTRUCCIÓN DE EQUIPO Y MAQUINARIAS, A PÉRDIDAS DE MATERIAS PRIMAS Y PRODUCTOS ELABORADOS, A JORNADAS DE TRABAJO PERDIDAS POR LOS COMPAÑEROS DE LOS AFECTADOS, AL REEMPLAZO POR PERSONAL CON MENOR EXPERIENCIA, ETC., ETC. ESTUDIOS REALIZADOS EN ESTADOS UNIDOS MUESTRAN QUE ENTRE LOS COSTOS DIRECTOS E INDIRECTOS EXISTIRÍA UNA RELACIÓN DE 1 A 4. CREEMOS QUE ESTA CIFRA ES DEMASIADO ELEVADA PARA NUESTROS PAÍSES, DONDE GENERALMENTE LOS OBREROS SUELEN SER MENOS ESPECIALIZADOS Y DONDE EL EQUIPO Y MAQUINARIA UTILIZADOS POR CADA UNO TIENE UN COSTO MÁS BAJO. SI ACEPTAMOS UNA RELACIÓN DE 1 A 2, LA PÉRDIDA ECONÓMICA PRODUCIDA POR LOS ACCIDENTES ALCANZARÁ UNA CIFRA DE :

COSTOS DIRECTOS	US \$	6 380 000
COSTOS INDIRECTOS		<u>12 760 000</u>
TOTAL		19 140 000

PERO TODAVÍA DEBEMOS AGREGAR MÁS. DEL ANÁLISIS DE LOS ÍNDICES DE FRECUENCIA Y GRAVEDAD SE DEDUCE QUE, EN PROMEDIO, POR CADA ACCIDENTE SE PIERDEN 30 JORNADAS DE TRABAJO. LOS 200 000 ACCIDENTES

SIGNIFICAN, POR LO TANTO, QUE SE DEJARON DE EFECTUAR 6 000 000 JORNADAS DE TRABAJO. UN ESTUDIO REALIZADO EN CHILE DEMOSTRO QUE LA RELACION ENTRE EL SALARIO DE UN OBRERO Y EL VALOR AGREGADO A LA PRODUCCION ES DE 1 A 5. ES DECIR, EL PRODUCTO NACIONAL BRUTO DEL PAIS AUMENTA EN UNA CANTIDAD IGUAL A 5 VECES LO QUE EL TRABAJADOR HA RECIBIDO COMO SUELDO. SI SUPONEMOS QUE, EN PROMEDIO, EL SALARIO DIARIO ES DE \$2.50, LAS 6 000 000 DE JORNADAS TIENEN UN VALOR DE 9 000 000 DE DOLARES. LA ECONOMIA NACIONAL HABRA DEJADO DE PERCIBIR UNA CANTIDAD 5 VECES MAYOR, ES DECIR, 45 000 000 DE DOLARES. LA PERDIDA TOTAL SERA :

COSTOS DIRECTOS	US \$ 6 380 000
COSTOS INDIRECTOS	12 760 000
MENOR PRODUCCION	45 000 000
T O T A L	US \$ 64 140 000

ESTAS CIFRAS SON REALMENTE UNA SUBESTIMACION YA QUE SE HA TRATADO DE TOMAR LAS RELACIONES MAS BAJAS POSIBLE. CORRESPONDEN SOLO, POR OTRA PARTE, A LAS PERDIDAS PRODUCIDAS POR LOS 200 000 ACCIDENTES DENUNCIADOS Y COMPENSADOS, ES DECIR SOLO AQUELLOS QUE AFECTAN A OBREROS ASEGURADOS Y QUE PRODUCEN LA PERDIDA DE POR LO MENOS UNA JORNADA COMPLETA DE TRABAJO. DEBERIA TODAVIA AGREGARSELE EL COSTO DE LOS ACCIDENTES SIN LESIONES, EL DE LOS OBREROS NO ASEGURADOS Y DE LOS QUE TRABAJAN POR CUENTA PROPIA, DE LAS ENFERMEDADES PROFESIONALES PARA LAS CUALES RARAS VECES SE TIENE CONOCIMIENTO SOBRE EL COSTO, ETC., ETC. ES PROBABLE QUE LA CIFRA REAL EN NUESTRO PAIS HIPOTETICO ALCANCE A UNA PERDIDA DE POR LO MENOS US\$ 200 000 000 ANUALES, PROBABLEMENTE SIMILAR AL DE SUS ENTRADAS EN PRODUCTOS DE EXPORTACION.

COMPAREMOS NUESTRO EJEMPLO CON ALGUNAS CIFRAS REALES. DE ACUERDO A LOS DATOS PROPORCIONADOS AL PRIMER SEMINARIO LATINOAMERICANO DE SALUD OCUPACIONAL, AL QUE YA HEMOS HECHO REFERENCIA, EN CHILE EN 1968 OCURRIERON 37 862 ACCIDENTES ENTRE 539 218 PERSONAS AFILIADAS AL SE-

SOCIAL. LA TASA DE FRECUENCIA FUÉ DE 77.7 Y LA DE GRAVEDAD DE 2 680. EL COSTO DIRECTO ALCANZÓ A 3 814 000 ESCUDOS. EL COSTO TOTAL, CONSIDERADOS LOS INDIRECTOS Y LA MENOR PRODUCCIÓN, ALCANZÓ A US\$ 73 MILLO- NES, CÍFRA QUE CORRESPONDÍA A 7.2% DEL PRESUPUESTO NACIONAL. CONSI- DERANDO QUE LA POBLACIÓN ACTIVA ERA EN ESE AÑO DE 2 200 000 PERSONAS EL COSTO TOTAL PARA LA ECONOMÍA FUÉ PROBABLEMENTE DE 3 A 4 VECES MÁS QUE LA CÍFRA CALCULADA.

EN EL MISMO SEMINARIO MÉXICO INFORMÓ QUE LAS INDEMNIZACIONES PAGADAS ALCANZABAN A US\$ 2 650 000. NO SE PROPORCIONARON OTROS DATOS. VENE- ZUELA INFORMÓ QUE LOS COSTOS DIRECTOS, PARA SÓLO 260 000 AFILIADOS - AL INSTITUTO VENEZOLANO DE LOS SEGUROS SOCIALES, ERAN DE US\$9 450 000.

EN CUANTO A COSTOS DE ENFERMEDADES OCUPACIONALES, LOS ÚNICOS DATOS DE QUE SE DISPUSO FUERON LOS PROPORCIONADOS AL SEMINARIO REGIONAL DE SILICOSIS, CELEBRADO EN LA PAZ EN 1967 :

BOLIVIA.

COSTOS DIRECTOS US\$ 3 599 520

CHILE

COSTOS DIRECTOS E INDIRECTOS US\$19 272 729

PERÚ

COSTOS DIRECTOS E INDIRECTOS US\$ 1 730 312

SI CONSIDERAMOS EL COSTO PARA UNA COMPAÑÍA INDIVIDUAL ÉSTE PUEDE AL- CANZAR CÍFRAS IGUALMENTE ELEVADAS. PARA CITAR UN SÓLO EJEMPLO, UNA MINA DE COBRE EN CHILE ESTABA PAGANDO MÁS DE US\$3 000 000 POR AÑO - EN COMPENSACIONES A LOS OBREROS PENSIONADOS ANTICIPADAMENTE A CAUSA DE UN DIAGNÓSTICO DE SILICOSIS. ESTO LA OBLIGÓ A INICIAR UN PROGRA- MA ACTIVO DE CONTROL, EN EL CUAL INVIERTE POCO MÁS DE US\$350 000 ANUALES, CON LA CONSIGUIENTE ECONOMÍA. EN NUESTROS PAÍSES SE OMBE- VA QUE LAS GRANDES EMPRESAS, A MENUDO SUBSIDIARIAS DE COMPAÑÍAS NA- TEAMERICANAS, MANTIENEN DEPARTAMENTOS DE SEGURIDAD DESTINADOS A LA PREVENCIÓN DE LOS ACCIDENTES Y ENFERMEDADES DEL TRABAJO. ESTO NO

LO HACEN TANTO POR RAZONES SOCIALES O HUMANITARIAS COMO PORQUE LA EXPERIENCIA QUE HAN ADQUIRIDO EN LAS INSTITUCIONES MATRICES LES HA DEMOSTRADO QUE ESTO ES UN BUEN NEGOCIO. EN REALIDAD, LA MAYOR PARTE DE NUESTRAS EMPRESAS NACIONALES QUEDARÍAN AUTOMÁTICAMENTE DESPLAZADAS EN UN MERCADO COMPETITIVO DEBIDO AL AUMENTO DEL COSTO DE SU PRODUCCIÓN OCASIONADO POR LOS ACCIDENTES Y ENFERMEDADES DEL TRABAJO. SÓLO LA DISTORSIÓN PRODUCIDA POR LAS LEYES DE PROTECCIÓN A LA PRODUCCIÓN NACIONAL LES PERMITE CONTINUAR EN FUNCIONES.

BENEFICIOS DE LAS CAMPAÑAS DE HIGIENE DEL TRABAJO

TODA CAMPAÑA DE HIGIENE DEL TRABAJO TIENE COMO META DIRECTA LA DISMINUCIÓN DE LOS ACCIDENTES Y ENFERMEDADES LABORALES. DEBERÍA INCLUIR TAMBIÉN, COMO ACTIVIDADES ANEXAS, MEJORAR TODOS LOS ÍNDICES DE SALUD DE LOS TRABAJADORES Y LAS RELACIONES ENTRE LA INDUSTRIA Y EL RESTO DE LA COMUNIDAD. SI ELLA RESULTA EFECTIVA DEBERÍAN OBTENERSE AMPLIOS BENEFICIOS. SE REVISARÁ ALGUNOS DE ELLOS CON CIERTO DETALLE.

DISMINUCIÓN DEL NÚMERO DE ACCIDENTES DEL TRABAJO

POR DEFINICIÓN TODO ACCIDENTE REGISTRADO REPRESENTA UNA LESIÓN QUE OBLIGA AL REPOSO, Y A VECES UNA INCAPACIDAD PERMANENTE O LA MUERTE. TODA DISMINUCIÓN DE LOS ÍNDICES DE ACCIDENTES DEL TRABAJO REPRESENTA, POR LO TANTO, UN CORRESPONDIENTE MENOR NÚMERO DE LESIONES E INCAPACIDADES. ESTE ES EL BENEFICIO DIRECTO MÁS IMPORTANTE QUE SE DEBE PERSEGUIR EN TODA CAMPAÑA DE SEGURIDAD INDUSTRIAL. TODO LO DEMÁS, EN ESTRICTO RIGOR, DEBERÍA CONSIDERARSE SECUNDARIO.

AUNQUE SE DEFINE ACCIDENTE COMO UN HECHO " NO PREVISTO ", ESTO NO DEBE INTERPRETARSE COMO " NO PREVISIBLE ". TODA CAMPAÑA DE SEGURIDAD INDUSTRIAL SE FUNDAMENTA, PRECISAMENTE, EN QUE LOS ACCIDENTES SON PREVISIBLES Y EVITABLES. AL CORREGIR LAS CONDICIONES INSEGURAS EXISTENTES EN EL AMBIENTE LABORAL Y AL TRATAR DE MODIFICAR LAS ACCIONES INSEGURAS EN QUE INCURREN LOS TRABAJADORES SE ESTÁ PRECISAMENTE PREVINIENDO LA OCURRENCIA DE ACCIDENTES AL SUPRIMIR LAS CAU -

SAS QUE LOS INICIAN.

BASTA REVISAR LAS ESTADÍSTICAS DE ACCIDENTES DE CUALQUIER EMPRESA O GRUPO DE INDUSTRIAS, Y AÚN DE UN PAÍS COMPLETO, QUE INICIA UNA CAMPAÑA ACTIVA Y BIEN LLEVADA DE SEGURIDAD INDUSTRIAL PARA DARSE CUENTA DE LOS BENEFICIOS QUE PUEDEN OBTENERSE EN RELACIÓN CON EL NÚMERO DE ACCIDENTES, CON LA CONSIGUIENTE DISMINUCIÓN DEL NÚMERO DE LESIONES, INCAPACIDADES Y MUERTE, Y DE SU CORTEJO DE SUFRIMIENTOS PARA EL TRABAJADOR MISMO Y SUS FAMILIARES. No es difícil citar cifras al respecto. Por ejemplo, en los Estados Unidos, de acuerdo a una información proporcionada en 1965 por el Consejo Nacional de Seguridad (NATIONAL SAFETY COUNCIL), EL NÚMERO DE MUERTES DEBIDO A ACCIDENTES INDUSTRIALES DISMINUYÓ ENTRE 1912 Y 1964 DE 21 POR 100 000 PERSONAS A EXACTAMENTE LA TERCERA PARTE, ES DECIR, 7 POR 100 000 PERSONAS. ESTO SIGNIFICÓ QUE MIENTRAS EN 1912 HUBO APROXIMADAMENTE 20 000 MUERTES DEBIDO A ACCIDENTES LABORALES, EN 1964, CON EL DOBLE NÚMERO DE TRABAJADORES Y CON UN PRODUCTO NACIONAL BRUTO 5 VECES MAYOR, SÓLO SE PRODUJERON 14 200 MUERTES POR LA MISMA CAUSA. SE PUEDE CITAR IGUALMENTE ALGUNAS EMPRESAS LATINOAMERICANAS. ASÍ LA COMPAÑÍA DE ACEROS DEL PACÍFICO, EMPRESA SIDERÚRGICA CHILENA, CONSIGUIÓ REBAJAR ENTRE 1954 Y 1960 SU ÍNDICE DE FRECUENCIA DE ACCIDENTES DE 108 A 15, Y SU ÍNDICE DE GRAVEDAD DE 6000 A 1300. EN EL MISMO PAÍS LA EMPRESA NACIONAL DE ELECTRICIDAD, ORGANISMO AUTÓNOMO PERO CON CAPITALES GUBERNAMENTALES, DISMINUYÓ SU ÍNDICE DE FRECUENCIA DE 35.1 EN 1957, A 14.9 EN 1960.

A ESTE RESPECTO SE PUEDE HACER UNA COMPARACIÓN INTERESANTE ENTRE LOS ÍNDICES DE FRECUENCIA Y GRAVEDAD DE ACCIDENTES EN LOS ESTADOS UNIDOS, EN TODO CHILE Y EN LA SOCIEDAD MINERA "EL TENIENTE", TAMBIÉN DE CHILE:

CHILE, 1962. TODAS LAS INDUSTRIAS	67.7	2680
ESTADOS UNIDOS, 1956. TODAS LAS INDUSTRIAS	6.96	815
ESTADOS UNIDOS, 1956. MINERÍA NO CARBONÍFERA	20.52	3559
SOCIEDAD MINERA "EL TENIENTE"	5.13	2506
CHILE, 1956. MINERÍA CARBONÍFERA	194.23	NO SE CONOCE
ESTADOS UNIDOS, 1956. MINERÍA CARBONÍFERA	24.65	6293

MIENTRAS EN GENERAL LOS ÍNDICES DE FRECUENCIA Y DE GRAVEDAD ERAN 3 A 10 VECES MÁS REDUCIDOS EN LOS ESTADOS UNIDOS QUE EN CHILE, EN LA SOCIEDAD MINERA "EL TENIENTE" HUBO LA CUARTA PARTE DE ACCIDENTES QUE EN LA MINERÍA DEL MISMO TIPO EN LOS ESTADOS UNIDOS. SUS CONSECUENCIAS SON TAMBIÉN INFERIORES COMO PUEDE OBSERVARSE AL COMPARAR LOS RESPECTIVOS ÍNDICES DE GRAVEDAD. DADO QUE LA SOCIEDAD MANTIENE UN PROGRAMA ACTIVO DE SEGURIDAD, QUE LE HA PERMITIDO ALCANZAR ESTAS CIFRAS, CONSTITUYE UNA BUENA DEMOSTRACIÓN DE LOS BENEFICIOS PARA LA SALUD DE LOS OBREROS QUE PUEDE REPRESENTAR UNA CAMPAÑA DE PREVENCIÓN BIEN LLEVADA. CON IGUAL FACILIDAD SE PODRÍA ENCONTRAR VALORES SIMILARES EN EMPRESAS BOLIVIANAS, PERUANAS, SALVADOREÑAS, O DE CUALQUIER OTRO PAÍS DE LATINOAMÉRICA O DEL MUNDO.

ESTAS CIFRAS PARECEN NO DECIRNOS MUCHO. CONOCIENDO SU INTERPRETACIÓN, SIN EMBARGO, SABEMOS QUE ELLAS REPRESENTAN UNA DISMINUCIÓN IMPORTANTE EN HORAS DE DOLOR Y MISERIA PARA NUESTROS TRABAJADORES. CUANDO DECIMOS QUE TAL ÍNDICE HA DISMINUIDO EN UN DETERMINADO PORCENTAJE LO QUE ESTAMOS TRATANDO DE INDICAR, CON LA FRIALDAD DE LAS ESTADÍSTICAS, ES QUE HA DISMINUIDO EL NÚMERO DE HOMBRES HERIDOS, EL DE INVALIDECES Y MUERTES PREMATURAS, EL DE VIUDAS Y HUÉRFANOS.

DISMINUCIÓN DE LAS ENFERMEDADES OCUPACIONALES.

COMO YA SE HA DICHO NO ES FÁCIL OBTENER, EN NINGÚN PAÍS DEL MUNDO, ESTADÍSTICAS ADECUADAS SOBRE ENFERMEDADES OCUPACIONALES. PODEMOS, SIN EMBARGO, RECURRIR OTRA VEZ A LAS ESTADÍSTICAS DE LA SOCIEDAD MINERA "EL TENIENTE" PARA MOSTRAR LOS BENEFICIOS DE UNA CAMPAÑA INTENSIVA DE PREVENCIÓN. ANTES DE INICIARLA EN 1964, LA EMPRESA DEBÍA CONCEDER PENSIONES A UNOS 300 DE SUS TRABAJADORES EN CADA AÑO, ENFERMOS DEBIDO A UNA SILICOSIS AVANZADA O A ACCIDENTES DEL TRABAJO. DESDE QUE SE INICIÓ EL PROGRAMA CASI NO SE HAN PRESENTADO CASOS DE ENFERMEDAD ENTRE LOS TRABAJADORES NUEVOS Y HA DISMINUIDO CONSIDERABLEMENTE EL DE LOS OCURRIDOS ENTRE LOS TRABAJADORES MÁS ANTIGUOS QUE, POR HABER ESTADO EXPUESTOS AL POLVO DE SÍLICE DURANTE PERÍODOS PROLONGADOS, TENÍAN YA SUS PULMONES COMPROMETIDOS.

ESTO NO REPRESENTA UN CASO AISLADO. PESE A LA EXIGUIDAD DE LAS ESTADÍSTICAS OTROS PAÍSES LATINOAMERICANOS PUDIERON MOSTRAR ALGUNOS DE ESTOS BENEFICIOS EN LOS TRABAJOS PRESENTADOS AL PRIMER SEMINARIO LATINOAMERICANO DE SALUD OCUPACIONAL. ASÍ, EL RELATO DE COLOMBIA PRESENTA UNA DISMINUCIÓN DE LA SILICOSIS EN LAS FUNDICIONES DEL 9 AL 5%, Y DE LA ASBESTOSIS, ENTRE LOS OBREROS EXPUESTOS A ESTE RIESGO, DEL 25.7 AL 16.1%. EN PERÚ LOS ESTUDIOS COMPARATIVOS HECHOS POR EL INSTITUTO DE SALUD OCUPACIONAL EN 14 CENTROS MINEROS MOSTRARON UNA DISMINUCIÓN DE LA PREVALENCIA DE SILICOSIS DEL 7.8 AL 5.4%, CÍFRA QUE DE ACUERDO AL RELATO PRESENTADO AL SEMINARIO DE SILICOSIS CELEBRADO EN LA PAZ EN 1967 HABÍA SEGUIDO DISMINUYENDO PARA LLEGAR A SÓLO 4.7%. EN EL SEMINARIO DE SÃO PAULO EL PERÚ SEÑALÓ TAMBIÉN QUE LA PREVALENCIA DE SATURNISMO, OCASIONADO POR LA INGESTIÓN EXCESIVA DEL PLOMO, HABÍA DISMINUIDO DEL 70.6 AL 56.9% EN LAS FÁBRICAS DE ACUMULADORES PARA AUTOMÓVILES.

RESULTA PENOSO DESTACAR QUE PRÁCTICAMENTE NO EXISTE NINGUNA SUSTANCIA TÓXICA CUYA ACCIÓN NOCIVA SOBRE LOS TRABAJADORES NO PUEDA SER PREVENIDA. LAS TÉCNICAS PARA HACERLO SON CONOCIDAS Y EN MUCHOS DE NUESTROS PAÍSES EXISTE PERSONAL PREPARADO PARA APLICARLAS. PESE A ELLO LOS CASOS DE ENFERMEDAD NO DISMINUYEN EN LA PROPORCIÓN EN QUE

DEBIERAN HACERLO Y CONTINUAN SIGNIFICANDO, EN TODOS LOS PAÍSES Y EN TODO TIPO DE INDUSTRIA, UNA PESADA CARGA ECONÓMICA Y UN BALANCE DOLOROSO EN ORGANISMOS DEBILITADOS, TRABAJADORES ENFERMOS Y MUERTES PREMATURAS.

UNA PRUEBA MÁS DE LOS BENEFICIOS QUE SE PUEDEN OBTENER DE UNA CAMPAÑA DE PREVENCIÓN BIEN LLEVADA, LA TENEMOS EN LAS INDUSTRIAS QUE UTILIZAN SUSTANCIAS RADIOACTIVAS, COMO LOS REACTORES ATÓMICOS, POR EJEMPLO. EL CONOCIMIENTO QUE SE TENÍA DE SU PELIGROSIDAD, EL TEMOR A SUS CONSECUENCIAS TARDÍAS, INCLUYENDO LAS GENÉTICAS QUE PUEDEN AFECTAR HASTA A LAS GENERACIONES FUTURAS, Y EL IMPACTO BRUTAL QUE REPRESENTÓ EL USO DE LAS BOMBAS ATÓMICAS EN LAS POSTRIMERÍAS DE LA II GUERRA, HIZO QUE TANTO LA OPINIÓN PÚBLICA COMO LOS PROPIOS TRABAJADORES SE RESISTIESEN A UTILIZAR ESTAS SUSTANCIAS SI NO SE LES DABA UNA RAZONABLE SEGURIDAD DE QUE ELLAS NO SERÍAN CAPACES DE HACER DAÑO. A CONSECUENCIA DE ESTO YA LOS PRIMEROS REACTORES INSTALADOS EN EL MUNDO SE CONSTRUYERON INCORPORANDO LAS MEDIDAS DE PREVENCIÓN RECOMENDADAS POR UNA DISCIPLINA QUE A ESAS ALTURAS HABÍA ALCANZADO SU MAYORÍA DE EDAD. PESE A LA PELIGROSIDAD DE LAS MATERIAS QUE EMPLEAN, LAS INDUSTRIAS ATÓMICAS CORRESPONDEN A UNO DE LOS GRUPOS MÁS SEGUROS, Y EN ELLAS PRÁCTICAMENTE NO SE PRODUCEN ACCIDENTES NI SE REGISTRAN CASOS DE ENFERMEDADES OCUPACIONALES.

BENEFICIOS ECONÓMICOS PARA LA PROPIA INDUSTRIA

COMO YA SE HA DICHO, PARA LOS GOBIERNOS, ENTIDADES ENCARGADAS DE SALVAGUARDAR LOS INTERESES DE LA COMUNIDAD, Y PARA LOS PROFESIONALES DE SALUD PÚBLICA, LAS ÚNICAS RAZONES QUE DEBIERAN DETERMINAR LA PUESTA EN PRÁCTICA DE UN PROGRAMA DE PREVENCIÓN DE ACCIDENTES Y ENFERMEDADES OCUPACIONALES LAS CONSTITUYEN LOS BENEFICIOS SOCIALES Y HUMANITARIOS QUE SE PERSIGUEN AL TRATAR DE MANTENER EN BUENAS CONDICIONES DE SALUD A LA FUERZA LABORAL. LOS MÓVILES QUE IMPULSAN A LAS EMPRESAS PRIVADAS NECESARIAMENTE TIENEN QUE SER

OTROS. SI BIEN COMO INDIVIDUOS SUS GERENTES Y EJECUTIVOS SON CAPACES DE COMPRENDER ESTO PERFECTAMENTE, NI ELLOS NI SUS MANDANTES PUEDEN OLVIDAR QUE LAS EMPRESAS SE HAN ORGANIZADO CON EL OBJETIVO FUNDAMENTAL DE OBTENER UNA UTILIDAD MONETARIA. RARA VEZ PONDRÁN EN PRÁCTICA UNA CAMPAÑA DE PREVENCIÓN DE ACCIDENTES Y ENFERMEDADES OCUPACIONALES SÓLO POR RAZONES HUMANITARIAS. POR EL CONTRARIO, EL EJECUTIVO PROGRESISTA LA INICIA PORQUE LA FUERZA FRÍA DE LOS NÚMEROS LE HA DEMOSTRADO QUE CON ELLO AUMENTARÁN SUS UTILIDADES. HA TENIDO LA OPORTUNIDAD DE ANALIZAR LAS CIFRAS CORRESPONDIENTES Y HA LLEGADO A DETERMINAR QUE AL INVERTIR UNA SUMA DE DINERO RELATIVAMENTE PEQUEÑA OBTENDRÁ GANANCIAS MAYORES EN BASE A LA PRODUCCIÓN NO INTERRUMPIDA POR ACCIDENTES O POR AUSENTISMO DE TRABAJADORES ENFERMOS; LA MENOR PÉRDIDA POR MATERIAS PRIMAS, PRODUCTOS ELABORADOS, MAQUINARIA Y EQUIPO; LA RECUPERACIÓN DE MATERIALES Y SUBPRODUCTOS QUE AL SALIR AL AIRE O ELIMINARSE EN FORMA DE DESECHOS SON CAPACES DE CONTAMINAR EL AMBIENTE LABORAL, LA ATMÓSFERA EXTERIOR Y LOS CURSOS Y MASAS DE AGUA; EL MENOR PAGO DE COMPENSACIONES A TRABAJADORES INCAPACITADOS; LA DISMINUCIÓN DE LAS PRIMAS DE SEGURO, QUE LAS COMPAÑÍAS CONCEDEN GENERALMENTE A LAS INDUSTRIAS DONDE NO OCURREN ACCIDENTES Y ENFERMEDADS; LA BUENA VOLUNTAD HACIA LA EMPRESA DE LOS TRABAJADORES Y DE TODA LA COMUNIDAD, DEBIDO A LA PREOCUPACIÓN QUE ÉSTA MUESTRA PARA EVITARLES ENFERMEDADES Y CONTAMINACIÓN AMBIENTAL RESPECTIVAMENTE; LA DISMINUCIÓN DEL PORCENTAJE DE TRABAJADORES QUE SE RETIRAN PARA IRSE A OTRAS EMPRESAS QUE LES OFRECEN MEJORES CONDICIONES PARA EL DESARROLLO DE SUS LABORES; EL MAYOR RENDIMIENTO QUE SE OBTIENE AL PODER MANTENER EN SERVICIO A TRABAJADORES DE MÁS EDAD, QUE DEBIDO A SU MAYOR EXPERIENCIA SON CAPACES DE ACTUAR COMO CAPATACES Y SUPERVISORES, ENSEÑAR A LOS MÁS JÓVENES, Y ENTREGAR PRODUCTOS DE MEJOR CALIDAD, ETC.

EN REALIDAD, COMO YA SE HA DICHO, LA MAYOR PARTE DE LAS INDUSTRIAS LATINOAMERICANAS NO SERÍA CAPAZ, DEBIDO A SUS ALTOS COSTOS DE FUNCIONAR EN UN MERCADO COMPETITIVO. PUEDEN SEGUIR PRODUCIENDO PARA SUS PRIPIOS PAÍSES GRACIAS A LA PROTECCIÓN QUE LES BRIN-

DAN LOS RESPECTIVOS GOBIERNOS A TRAVÉS DE TARIFAS ADUANERAS Y PROHIBICIONES DE IMPORTACIÓN. LES ES DIFÍCIL, EN CAMBIO, EXPORTAR SUS PRODUCTOS ELABORADOS A OTRAS NACIONES DONDE NO DISFRUTAN DE ESTAS VENTAJAS. UNA PARTE IMPORTANTE DEL MAYOR COSTO SE DEBE PRECISAMENTE A LAS PÉRDIDAS OCASIONADAS POR ACCIDENTES Y ENFERMEDADES OCUPACIONALES.

BENEFICIOS ECONÓMICOS PARA TODO EL PAÍS

CONSTITUYE UNA VERDADERA TRAGEDIA ECONÓMICA EL QUE LOS PAÍSES - QUE ESTÁN EN PEORES CONDICIONES PARA AFRONTARLAS SEAN PRECISAMENTE LOS QUE SUFREN LAS MAYORES PÉRDIDAS DEBIDO A ACCIDENTES Y ENFERMEDADES OCUPACIONALES. ESTAS ALCANZAN EN CHILE AL 7.2% DEL PRESUPUESTO NACIONAL Y A CASI EL 30% DE LAS INVERSIONES TOTALES EN SALUD, LO QUE SIGNIFICA QUE CON SÓLO DISMINUIR A LA MITAD EL NÚMERO DE ESTOS INFORTUNIOS LABORALES ESE PAÍS PODRÍA AUMENTAR EN UN 40% SUS CAMAS DE HOSPITAL, EL NÚMERO DE MÉDICOS, DE POSTAS DE ATENCIÓN RURAL, DE VACUNACIONES, ETC. ESTO NO PREOCUPA DEMASIADO A NADIE NI SE DESPIERTAN LAS INQUIETUDES DE LA OPINIÓN PÚBLICA, LAS AUTORIDADES EJECUTIVAS O EL PARLAMENTO. SI BIEN ES CIERTO QUE EL SERVICIO NACIONAL DE SALUD MANTIENE UNA SECCIÓN DE HIGIENE Y MEDICINA DEL TRABAJO, DESTINADA A LA PREVENCIÓN DE ACCIDENTES Y ENFERMEDADES LABORALES, SU PERSONAL ES ESCASO Y MAL REMUNERADO Y NO DISPONE DE LOS SUFICIENTES RECURSOS MATERIALES. EL TOTAL DESTINADO A ESTAS ACTIVIDADES DE PREVENCIÓN ES DEL ORDEN DE US\$ 100 000 POR AÑO, ES DECIR APENAS EL 1 POR 1000 DE LAS PÉRDIDAS ESTIMADAS PRODUCIDAS EXCLUSIVAMENTE POR LOS ACCIDENTES REGISTRADOS.

LAS MISMAS CONSIDERACIONES PUEDEN HACERSE PARA CUALQUIER OTRA DE LAS REPÚBLICAS LATINOAMERICANAS. LOS BENEFICIOS QUE OBTENDRÍA BOLIVIA SI CONSIGUIESE DISMINUIR SU INCIDENCIA Y PREVALENCIA DE SILICOSIS A CIFRAS TOLERABLES SON DE TAL MAGNITUD QUE PODRÍAN -

SIGNIFICAR UNA IMPORTANTE ALTERACIÓN DE LA SITUACIÓN ECONÓMICA DEL PAÍS. VALE LA PENA DESTACAR QUE SU INSTITUTO NACIONAL DE SALUD OCUPACIONAL CUENTA CON LA CAPACIDAD TÉCNICA PARA HACERLO Y SÓLO NECESITARÍA DEL APOYO DECIDIDO DEL GOBIERNO Y DE LOS PROPIOS TRABAJADORES, ADEMÁS DEL INDISPENSABLE RESPALDO ECONÓMICO, PARA QUE EN POCOS AÑOS LOS RESULTADOS FUESEN VISIBLES. ESTO ES IGUALMENTE VÁLIDO PARA OTROS PAÍSES.

MEJORES RELACIONES DE LAS INDUSTRIAS CON SUS OBREROS Y LA COMUNIDAD.

OTRO DE LOS BENEFICIOS IMPORTANTES DE UNA CAMPAÑA EFECTIVA DE HIGIENE DEL TRABAJO LO TENEMOS EN EL CAMBIO QUE OCASIONA EN LAS RELACIONES ENTRE LA INDUSTRIA Y SUS OBREROS Y EL RESTO DE LA COMUNIDAD. UNO DE LOS PROBLEMAS SERIOS QUE PUEDE AFECTAR A UNA EMPRESA ES EL EXCESIVO REEMPLAZO DE PERSONAL QUE, A POCO DE HABER ADQUIRIDO ALGUNA EXPERIENCIA, SE RETIRA EN BUSCA DE MEJORES CONDICIONES DE TRABAJO. ESTE NO ES UN PROBLEMA MENOR. TODO OBRERO NUEVO SIGNIFICA UN PERÍODO DE ENTRENAMIENTO DURANTE EL CUAL PRODUCE MUY POCO Y, POR EL CONTRARIO, HACE AUMENTAR LOS COSTOS DEBIDO A MATERIAS PRIMAS DAÑADAS O PRODUCTOS MAL ELABORADOS Y AL DISMINUIR EL RENDIMIENTO DE LOS TRABAJADORES ENCARGADOS DE ENSEÑARLE.

LOS ESTUDIOS REALIZADOS AL RESPECTO DEMUESTRAN QUE UN MEJOR SALARIO NO CONSTITUYE LA RAZÓN MÁS IMPORTANTE POR LA CUAL LOS TRABAJADORES BUSCAN NUEVOS EMPLEOS. EL TRATO QUE RECIBEN DE SUS JEFES Y SUPERIORES Y LA CONSIDERACIÓN QUE ELLOS LES DEMUESTRAN TIENEN TAMBIÉN UNA INFLUENCIA DECISIVA. EL OBRERO PREFERE A MENUDO CONTINUAR EN UNA INDUSTRIA DONDE VE QUE HAY UNA PREOCUPACIÓN LEGÍTIMA POR SU SALUD Y SU BIENESTAR, DONDE SE INSTALAN OPORTUNAMENTE LAS MEDIDAS ADECUADAS DE CONTROL Y SE LE PROPORCIONAN LOS ELEMENTOS DE PROTECCIÓN PERSONAL QUE LA FAENA JUSTIFIQUE. SERÁ INDISPENSABLE, AL MISMO TIEMPO, UNA BUENA EDUCACIÓN DEL TRABAJADOR PARA QUE COMPRENDA POR QUÉ SE TOMAN ESTAS

MEDIDAS Y LA IMPORTANCIA QUE ELAS TIENEN PARA SU BIENESTAR ACTUAL Y FUTURO.

EN FORMA SIMILAR UNA INDUSTRIA QUE SE PREOCUPA DE MANTENER BUENAS RELACIONES CON LA COMUNIDAD QUE LA RODEA PUEDE OBTENER IMPORTANTES BENEFICIOS, AUNQUE ELLOS SÓLO SEAN DE TIPO APARENTEMENTE NEGATIVO, COMO EL NO TENER QUE PREOCUPARSE DE LAS QUEJAS DEL VECINDARIO NI DE LAS ACCIONES LEGALES QUE ESTOS PUEDAN SOLICITAR. PARA ELLO ES INDISPENSABLE QUE, CON LA DEBIDA OPORTUNIDAD, SE ADOPTEN LAS PRECAUCIONES NECESARIAS PARA EVITAR PROBLEMAS DE RUIDOS, MALOS OLORES, MALA DISPOSICIÓN DE BASURAS Y DESECHOS, CONTAMINACIÓN DEL AIRE Y DEL AGUA, ETC. NINGUNA INDUSTRIA QUE PRETENDA SER PROGRESIVA PUEDE DESCUIDAR ESTOS ASPECTOS. SON NUMEROSOS LOS CASOS EN LOS CUALES UNA ACCIÓN DEL VECINDARIO HA OBLIGADO AL CIERRE DE UNA INDUSTRIA O A SU TRASLADO URGENTE Y NO PLANIFICADO.

PODEMOS AFIRMAR CON CERTEZA QUE LAS ACTIVIDADES DE HIGIENE DEL TRABAJO TIENEN PLENA JUSTIFICACIÓN PORQUE ELAS ESTÁN DESTINADAS A PREVENIR DOLORES, ENFERMEDADES, INVALIDECES Y MUERTE. APARTE DE LAS RAZONES SOCIALES Y HUMANAS, QUE CONSTITUYEN SU FIN FUNDAMENTAL, PODEMOS AGREGAR QUE AL BENEFICIAR CONSIDERABLEMENTE A LA ECONOMÍA PARTICULAR Y NACIONAL REPRESENTAN TAMBIÉN UN ESPLÉNDIDO NEGOCIO. CADA DÓLAR INVERTIDO EN LA PREVENCIÓN DE ACCIDENTES Y ENFERMEDADES DEL TRABAJO ESTÁ AUMENTANDO LA RIQUEZA Y EL BIENESTAR DE TODA LA COMUNIDAD.



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

DIRIGIDO AL PERSONAL PROFESIONAL DE LA DIRECCION GENERAL DE CAMINOS RURALES DE LA SECRETARIA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES.

CURSO: "RESIDENTES DE CONSTRUCCION"

EL DILUVIO
ORDENES VERBALES

DEL 10 AL 15 DE SEPTIEMBRE
ZACATECAS, ZAC.

EL DILUVIOGENESIS 6, 1 - 7, 24

Y el Señor dijo a Noé:

¿Dónde está el Arca que te mandé construir?

y Noé Contestó:

Señor, hemos tenido problemas. Los permisos para talar árboles no fueron autorizados. Las madererías han subido los precios al saber lo grande que será el Arca y los pedidos que se colocaron hace 12 meses no han sido surtidos por los proveedores.

Los plomeros estuvieron en huelga y los carpinteros se dieron cuenta de la urgencia del trabajo y quieren bonificaciones y un lugar en el Arca.

Y el Señor dijo a Noé:

¿Terminarás el Arca dentro de 7 días y 7 noches?

Y Noé Contestó:

Así se hará. Y no fue así.

El Señor dijo a Noé:

¿Qué problema tienes ahora?

Y Noé contestó:

La primera madera llegó habilitada y lista para ser ensamblada, pero se le torraron las mareas y ahora no suben como encajan las piezas.

El pedido de la madera del tercer piso se duplicó y el del segundo piso no se completó y será necesario hacer ajustes para aprovechar el material mientras se pide el resto.

La ventana que tú ordenaste, no tenía indicación en los planos y ahora hay prisiones de distintos tipos de animales, pero todos quieren visto al mar.

Los elefantes que llegaron son más grandes que los solicitados, por lo que habrá que ampliar la puerta y las celdas.

Todos estos cambios, Señor, han elevado los costos y ahora no nos quieren entregar las jirafas si no pagamos por adelantado.

Y el Señor dijo a Noé:

Te reunirán con los proveedores y carpinteros para coordinar todas esas modificaciones en el acto.

Y Noé contestó:

Ya lo hemos hecho Señor, pero las juntas no progresan pues desde lo de Babel, las distintas lenguas, nos complicaron la comunicación. (Gen. 11, 1 - 9).

Y el Señor preguntó a Noé:

¿Y qué me dices de los demás animales macho y hembra que te ordené llevar en el Arca para preservar su semilla viva sobre la tierra?

Y Noé contestó:

Casi todos han sido entregados en una dirección equivocada, pero el viernes estarán aquí.

Los que ya llegaron, vinieron en secuencia distinta a la de construcción de las celdas por lo que fue necesario construir albergues provisionales y los alimentos que tú ordenaste han empezado a escasear.

Y el Señor dijo a Noé:

¿Y que pasó con los unicornios y los canguros?

Y Noé contestó:

Los unicornios han sido discontinuados y no se consiguen.

Los canguros, llegaron pero quizá no se pueda preservar su especie, pues ninguno trae bolsa. Se está investigando si vinieron defectuosos o si son pares machos.

Y el Señor reprendió a Noé:

2

3

3

¿Por qué, hijo mio, si has tenido tantos problemas, no solicitaste antes mi ayuda infinita?

Y Noé contestó:

Lo intenté muchas veces Señor, pero habfa tanta gente tratando de comunicarse contigo que tuve que estar en lista de espera 40 días y 40 noches.

Además, Señor, las primeras lluvias se han adelantado anegando el Arca por completo, y los elefantes no tienen capacidad suficiente para desaguarla, tu sabes como es esto, Señor.

Y el Señor con su sabiduría infinita asintió:

Noé, hijo mio, ya lo sé.

¿Por qué crees, que he ordenado que venga un diluvio sobre la tierra?

AÑO DEL SEÑOR.
VIII - X - MCMLXXVI

4

El riesgo de las órdenes verbales

EL TENIENTE AL SARGENTO

Por orden del capitán la tropa asistirá mañana al campo de ejercicios en uniforme de campaña, a fin de presenciar el eclipse del sol, que según los periódicos tendrá lugar a las once en punto. Un especialista en astronomía explicará a los soldados, en el propio campo, las causas del raro fenómeno; pero si llegara a llover, las explicaciones tendrán lugar en el comedor del cuartel.

EL SARGENTO A LOS CABOS

Por orden del capitán mañana habrá un eclipse del sol en el campo de ejercicios. Siguiendo el ejemplo del comandante empezará a llover por lo que la tropa pasará el comedor del cuartel en donde un astrónomo en uniforme de campaña, leerá a los soldados lo que los periódicos dicen acerca del raro fenómeno.

EL CABO A LOS SOLDADOS

Mañana a las once en punto el capitán eclipsará al sol con unos periódicos, en el campo de ejercicios, un especialista hará llover en el comedor; pero para que el raro fenómeno se produzca, la tropa deberá vestirse con uniforme de campaña.

LOS SOLDADOS ENTRE ELLOS

Mañana a las once el sol eclipsará al capitán. Los astrónomos tratarán de explicar las causas del raro fenómeno, los que no lo entiendan van a ver a un especialista. Los soldados llevarán periódicos para taparse por si acaso llueve.



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

DIRIGIDO AL PERSONAL PROFESIONAL DE LA DIRECCION GENERAL DE CAMINOS RURALES DE LA SECRETARIA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES.

CURSO: "RESIDENTES DE CONSTRUCCION"

CONDICIONES QUE DEBE CUMPLIR UNA
INSTALACION ELECTRICA

ING. IGNACIO GONZALEZ CASTILLO
DEL 10 AL 15 DE SEPTIEMBRE,
ZACATECAS, ZAC.

CONDICIONES QUE DEBE CUMPLIR UNA INSTALACION ELECTRICA.

UNA INSTALACION ELECTRICA PUEDE SER TAN COMPLICADA COMO LA ANTERIOR, O TAN SIMPLE QUE CONSISTA EN UNA SOLA CARGA, PERO ES IMPORTANTE QUE SIEMPRE SEA "ADECUADA". LOS FACTORES QUE HAY QUE CONSIDERAR PARA QUE UNA INSTALACION ELECTRICA SEA ADECUADA SON:

CONVENIENCIA

CAPACIDAD

REGULACION

ACCESIBILIDAD

FLEXIBILIDAD

SEGURIDAD

CONVENIENCIA.

SUS CARACTERISTICAS DEBEN DE SER CONGRUENTES CON EL SISTEMA DE SUMINISTRO DE LA CIA. ABASTECEDORA, Y SUS NORMAS O CON EL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO. EL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO PUEDE SER URBANO O PROPIO, CON LA CONSIDERACION DE QUE SALVO CASOS ESPECIALES, EL SISTEMA PROPIO SOLO ES POSIBLE PARA CASOS DE EMERGENCIA.

ADEMAS, SUS CARACTERISTICAS DEBEN SER CONGRUENTES CON EL EQUIPO STANDARD EN EL MERCADO Y DEBE DE TENDER A LA MAXIMA STANDARIZACION.

CAPACIDAD.

DEBEN SER CAPACES TODAS SUS PARTES DE CONducir LAS CORRIENTES DE REGIMEN ESTABLECIDOS POR EL USO Y DEBEN DE PREVEERSE RESERVAS LOGICAS EN TODAS SUS PARTES.

REGULACION.

DEBE DE PROVEER LA MAXIMA ESTABILIDAD DEL VOLTAJE, O SEA PROPORCIONAR LA CANTIDAD DE ENERGIA NECESARIA EN CADA PUNTO AL VOLTAJE REQUERIDO.

DEBEN POR LO TANTO CONSIDERARSE LA LONGITUD DE LOS CONDUCTORES EN RELACION CON LA LOCALIZACION DE LAS CARGAS PARA DEFINIR CAIDAS DE VOLTAJE ACEPTABLES.

DEBEN ESTUDIARSE LAS VARIACIONES DE LAS DIFERENTES CARGAS EN FUNCION CON SU CONCENTRACION EN ALIMENTADORES INDIVIDUALES.

ACCESIBILIDAD.

DEBE SER ACCESIBLE PARA:

INSTALACION

OPERACION

MANTENIMIENTO

AMPLIACIONES FUTURAS

FLEXIBILIDAD.

DEBERA EN LO POSIBLE CONSIDERAR LA POSIBILIDAD DE CAMBIOS EN OPERACION O POR LOCALIZACION.

SEGURIDAD.

SE DEBE DE CONSIDERAR LA SEGURIDAD DE:

EQUIPO

PERSONAL EN OPERACION

PERSONAL EN MANTENIMIENTO

FALLAS DE OPERACION

LA CONDICION BASICA MINIMA DE SEGURIDAD, LA ESTABLECE EL CUMPLIMIENTO DE LA REGLAMENTACION. LA REGLAMENTACION EN NUESTRO PAIS LA PODEMOS CONSIDERAR FORMADA POR LOS SIGUIENTES CONCEPTOS:

SOBRE METODOS Y SISTEMAS.

MEDIANTE EL REGLAMENTO DE INSTALACIONES ELECTRICAS, EL CUAL FUE PUBLICADO EL 22 DE JUNIO DE 1981 Y LAS "NORMAS TECNICAS PARA INSTALACIONES ELECTRICAS" DE LA D.G.M. DE SEPAFIN (NTIE-1981)

SUS ANTECEDENTES SON: EL REGLAMENTO DE OBRAS E INSTALACIONES ELECTRICAS (1950) Y EL CODIGO NACIONAL ELECTRICO (1926) BASADO EN EL NATIONAL ELECTRICAL CODE (NEC) DE LOS ESTADOS UNIDOS.

EL NATIONAL ELECTRICAL CODE ESTA PATROCINADO POR "NATIONAL FIRE PROTECTION ASSOCIATION" ASOCIACION PRIVADA. ES NORMA OFICIAL EN LOS EE. UU.

EL PRIMER CODIGO (O LA PRIMERA EDICION) FUE PUBLICADO EN 1897 Y HA SUFRIDO MULTIPLES REVISIONES.

SE REvisa DE TIEMPO EN TIEMPO, PERO NO A INTERVALOS FIJOS. FUNCIONA UN COMITE PERMANENTE PARA SU REVISION, ACTUALMENTE ESTA EN VIGOR EL DE 1981.

SOBRE LAS PERSONAS.

MEDIANTE EL CAPITULO XIX DEL REGLAMENTO DE LA LEY DE LA INDUSTRIA ELECTRICA.

SOBRE MATERIALES.

MEDIANTE EL REGISTRO "SEPAFIN", EXPEDIDO POR LA DIRECCION GENERAL DE NORMAS DE LA SECRETARIA DE PATRIMONIO Y FOMENTO INDUSTRIAL, DE TODOS LOS MA-

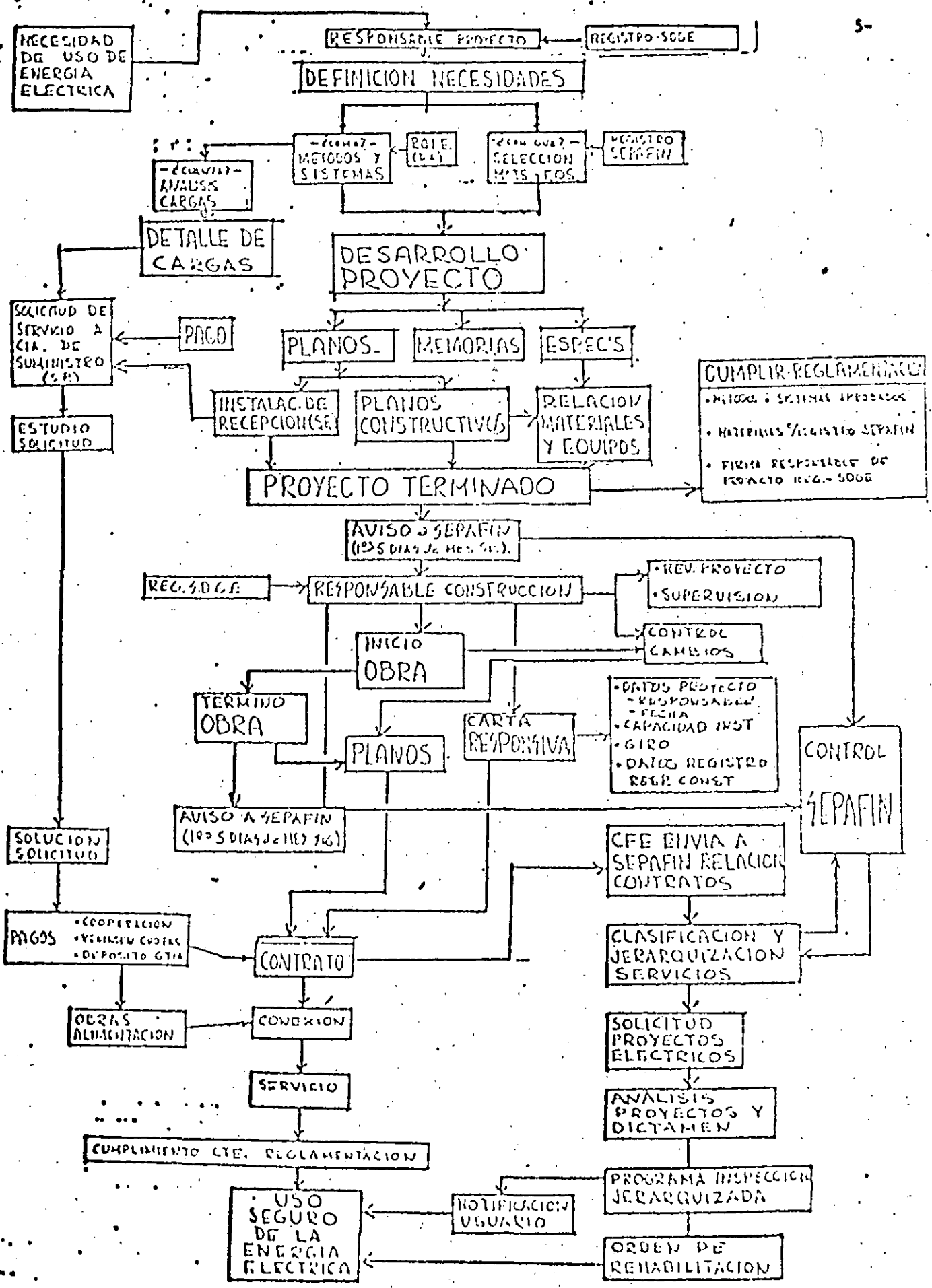
TERIALES Y EQUIPOS USADOS. (ES EL ANTIGUO REGISTRO "SC-DGE" QUE HASTA FEBRERO DE 1979 EXPEDIA LA SECOM.

TODAS ESTAS DISPOSICIONES, FORMAN PARTE DE LA LEY DEL SERVICIO PUBLICO DE ENERGIA ELECTRICA, PUBLICADA EN EL DIARIO OFICIAL EL 22 DE DICIEMBRE DE 1975.

CONTROL ESTABLECIDO POR LA REGLAMENTACION:

LA AUTORIDAD QUE VIGILA EL CONTROL DE LA REGLAMENTACION EN MEXICO, ES LA SECRETARIA DEL PATRIMONIO Y FOMENTO INDUSTRIAL, A TRAVES DE LA SUBDIRECCION GENERAL DE ELCTRICIDAD, DE LA DIRECCION GENERAL DE ENERGIA.

EN LAS DIFERENTES ETAPAS DE PROYECTO, CONSTRUCCION Y TRAMITE, EL CONTROL DEL CUMPLIMIENTO DE NUESTRA REGLAMENTACION SE ESTABLECE SEGUN SE OBSERVA EN LA FIGURA SIGUIENTE.



166/...



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

DIRIGIDO AL PERSONAL PROFESIONAL DE LA DIRECCION GENERAL DE CAMINOS
RURALES DE LA SECRETARIA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES.

CURSO: "RESIDENTES DE CONSTRUCCION"

CARACTERISTICAS GENERALES DE UNA
INSTALACION ELECTRICA

ING. IGNACIO GONZALEZ CASTILLO
DEL 10 AL 15 DE SEPTIEMBRE DE 1984
ZACATECAS, ZAC.

CARACTERISTICAS GENERALES DE UNA INSTALACION ELECTRICA

ING. IGNACIO O. GONZALEZ CASTILLO

EL TERMINO "INSTALACION ELECTRICA" COMPRENDE EL CONJUNTO DE APARATOS, CONDUCTORES Y ACCESORIOS DESTINADOS A LA PRODUCCION, DISTRIBUCION Y UTILIZACION DE LA ENERGIA ELECTRICA.

ESTE CONJUNTO LO PODEMOS CONSIDERAR DESDE DOS PUNTOS DE VISTA:

EXTERNO E INTERNO

DESDE EL PUNTO DE VISTA EXTERNO, SE DEBEN CONSIDERAR LOS SIGUIENTES ELEMENTOS, GENERALMENTE FORMADOS POR INSTALACIONES DE LAS COMPANIAS SUMINISTRADORAS DEL SERVICIO DE ENERGIA (CIA. DE LUZ, CFE):

- FUENTE DE ENERGIA
- EQUIPO DE GENERACION
- SISTEMA DE TRANSMISION
- SISTEMA DE DISTRIBUCION

LOS ELEMENTOS INTEGRANTES DE UNA INSTALACION ELECTRICA DESDE ESTE PUNTO DE VISTA, PARA EL CASO DEL SISTEMA CENTRAL DE LA RED DE LA CFE PUEDEN OBSERVARSE EN LAS FIGURAS 1, 2, 3 y 4

DESDE EL PUNTO DE VISTA INTERNO, EL CONCEPTO "INSTALACION ELECTRICA", RESTRINGE, DE TODOS LOS ELEMENTOS MENCIONADOS, ES DECIR, CONDUCTORES, APARATOS Y ACCESORIOS NECESARIOS, AQUELLAS INSTALACIONES DE LA CIA. SUMINISTRADORA, Y ABARCA SOLAMENTE LAS INSTALACIONES DEL USUARIO, Y ESTA INTEGRADO POR LOS ELEMENTOS GENERALES QUE SE DETALLAN EN LA FIG. 5.

Localización geográfica de Plantas, Subestaciones y Líneas de Transmisión que dan servicio al Sistema Central

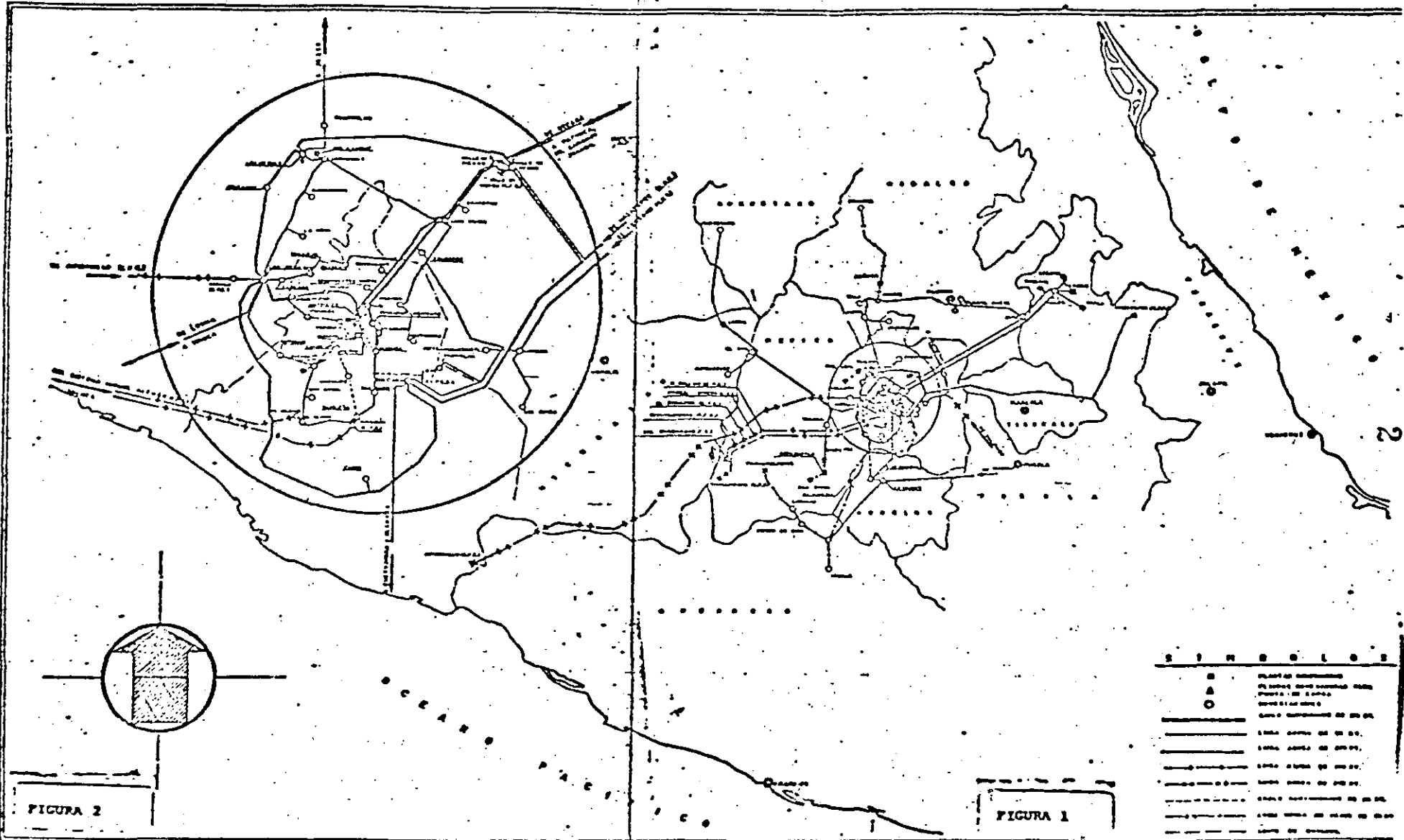
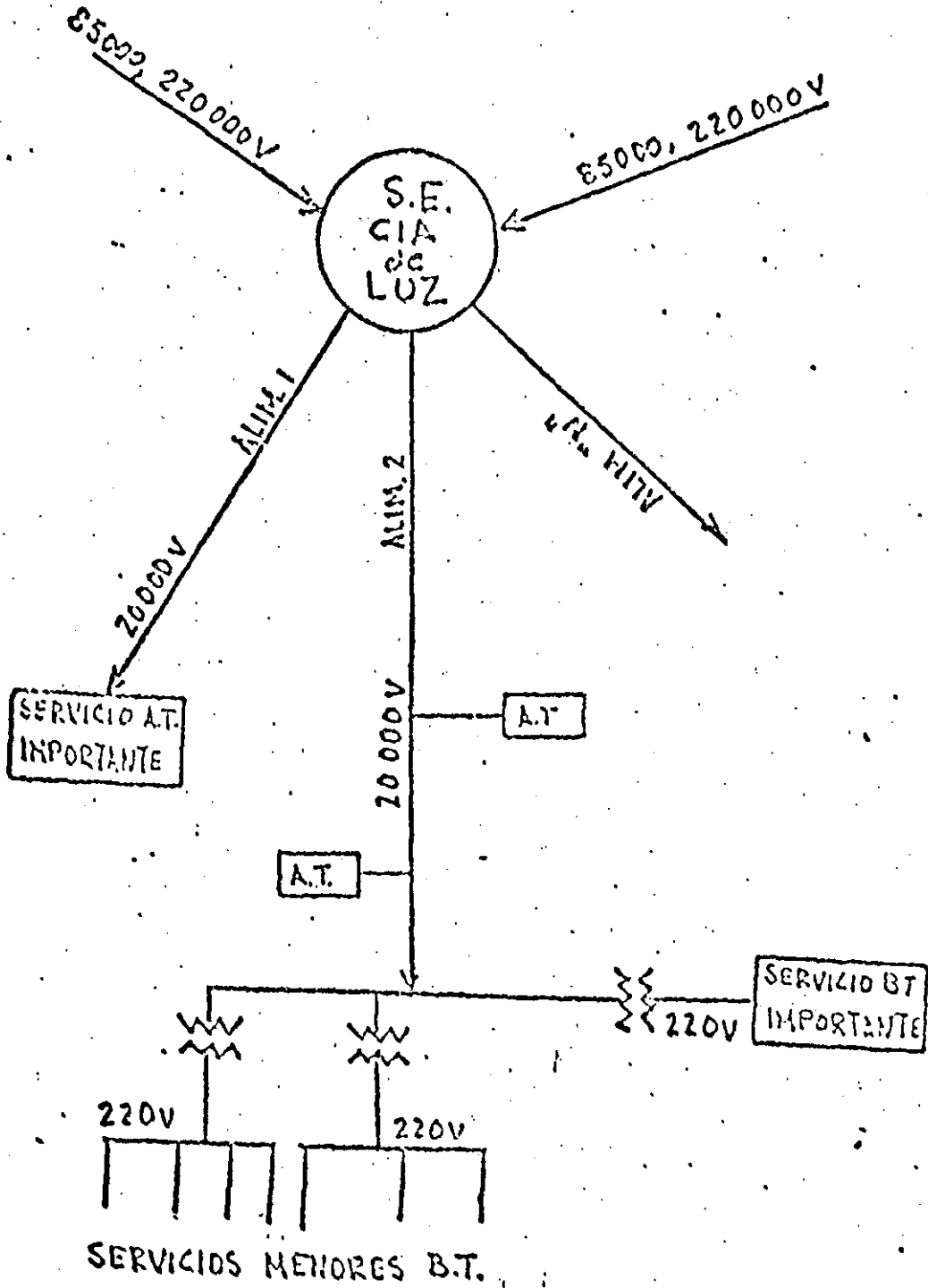
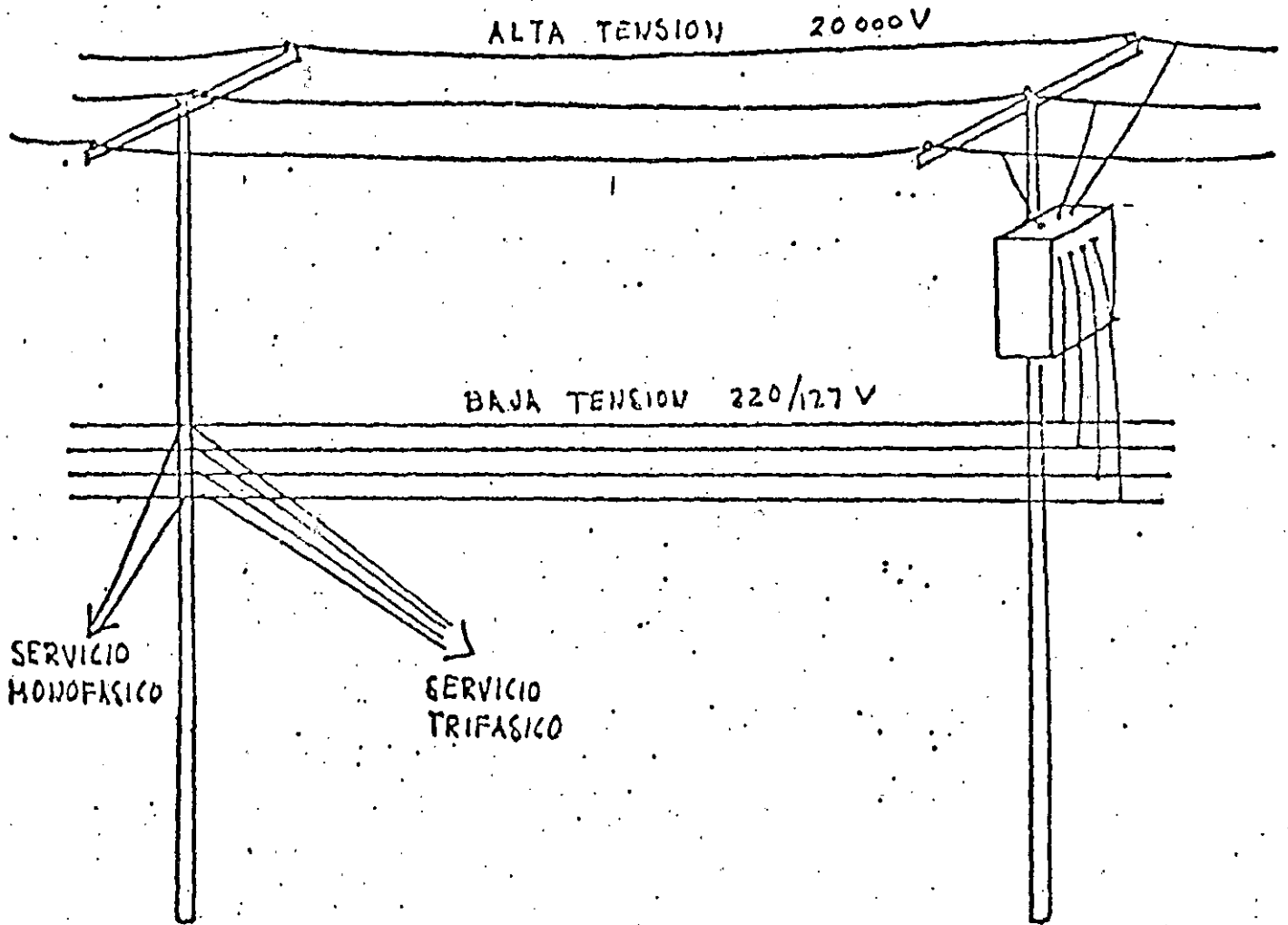


FIGURA 2

FIGURA 1





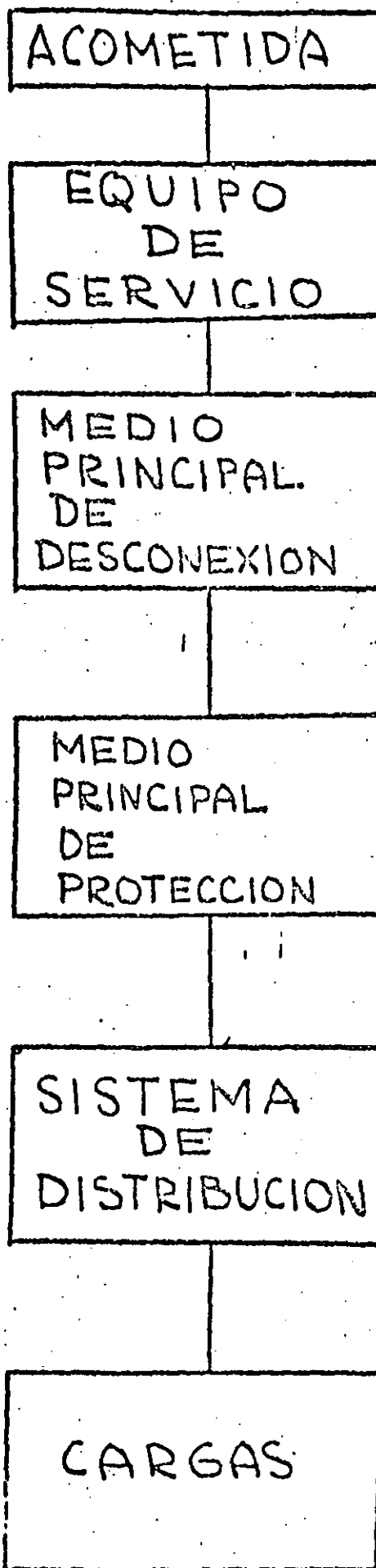


FIGURA 5

ACOMETIDA (LINEA de SERVICIO)

LOS CONDUCTORES QUE LIGAN LA RED DE DISTRIBUCION, DEL SISTEMA DE SUMINISTRO, CON EL PUNTO EN QUE SE CONECTA EL SERVICIO A LA INSTALACION DEL USUARIO. (NTIE-81-10).

ACOMETIDA

CARACTERISTICAS

(NTIE-81-201-2)

- UNA SOLA POR INMUEBLE
(Caso General)



EXCEPCION:

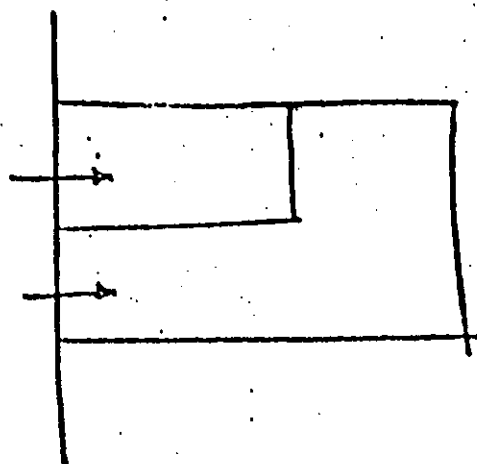
- ACUERDO CON
- SEPAFIN
- CFE

- CANALIZACION EXCLUSIVA

- NO PASAR POR OTRO INMUEBLE

- ZONAS INDEPENDIENTES

(sin comunicacion)

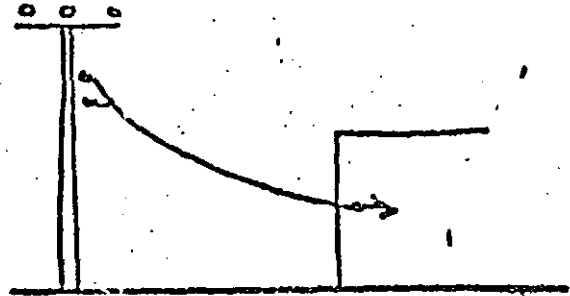
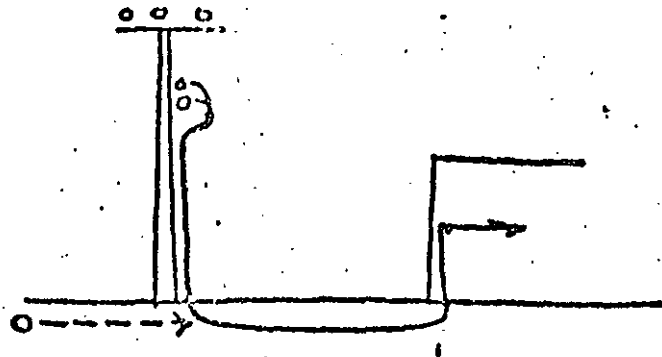


(NTIE-81
-201-3)

ACOMETIDA

CLASIFICACION

- DE ACUERDO
AL TIPO DE
LINEA

• AEREA• SUBTERRANEA

- DE ACUERDO
A. LA TENSION

• BAJA TENSION

- 1 HC
- 2 HC
- 3 HC

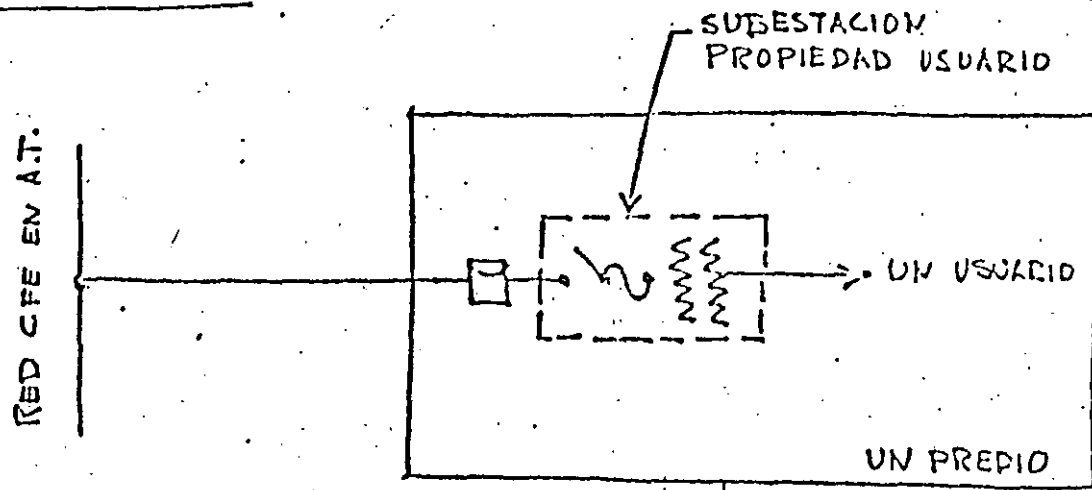
• ALTA TENSION

- SERV. AT
- SERV. BT

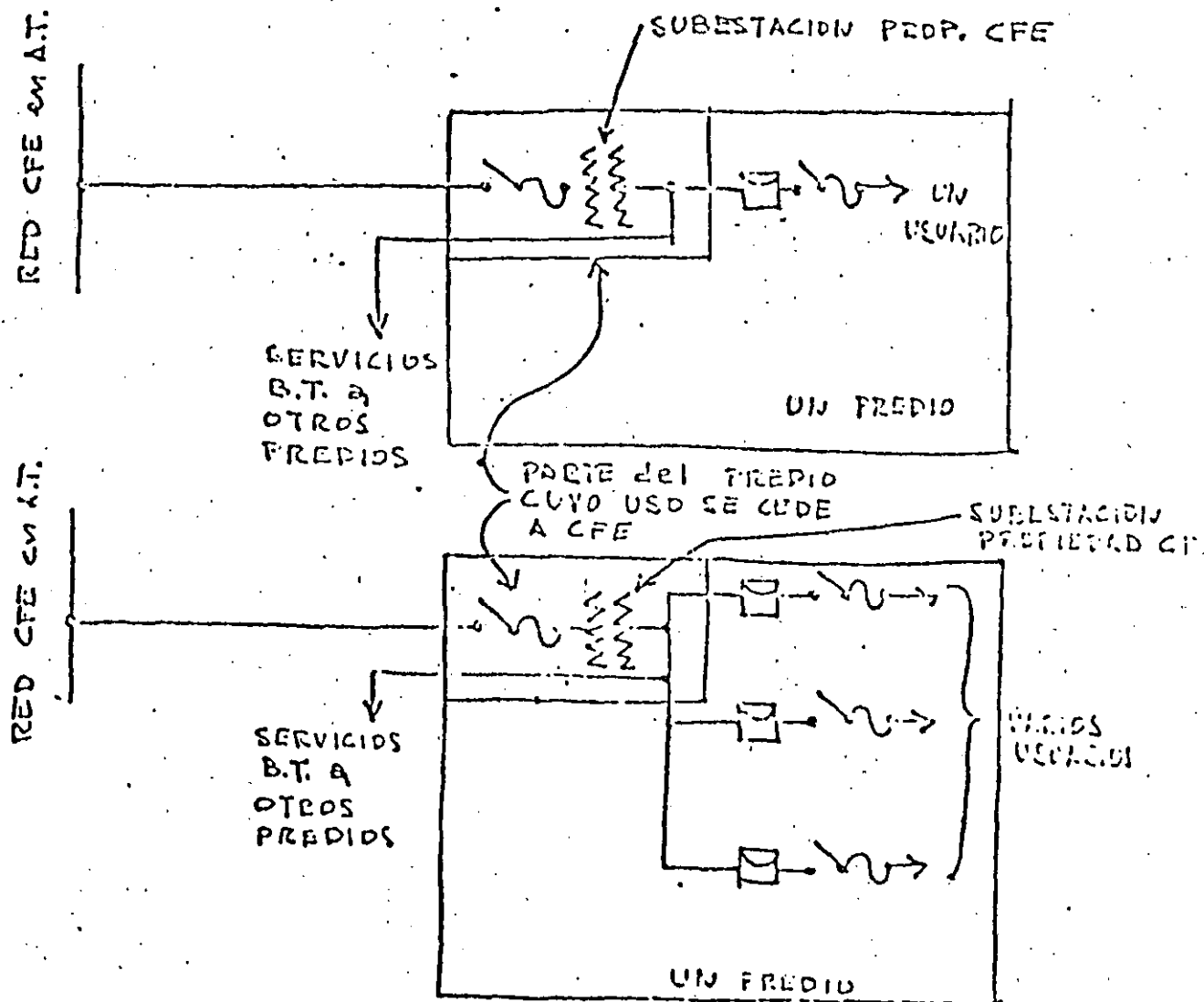
LINEA DE SERVICIO en A.T.

- 1) Para Servicio en Alta Tensión.
- 2) Para Servicio en Baja Tensión

1) SERVICIO en A.T.:-



2) SERVICIO en B.T.



EQUIPO DE SERVICIO

CONJUNTO DE APARATOS, PROPIEDAD DEL ORGANISMO SUMINISTRADOR, O BAJO SU CUIDADO, NECESARIOS PARA EL ADECUADO SUMINISTRO DEL SERVICIO, TAL COMO EQUIPO DE MEDICION, TRANSFORMADORES DE INSTRUMENTO Y GABINETES QUE LO CONTIENEN, CUCHILLAS AUXILIARES, ETC., QUE SE ENCUENTRAN INSTALADOS EN EL EXTREMO DE LA ACOMETIDA MAS PROXIMO AL SERVICIO

(NTIE-81-101)

¹¹ EQUIPO DEL SERVICIO

CARACTERISTICAS:

(NTIE-81-201-4)

• DEL LOCAL:

- FACIL ACCESO A PERSONAL CFE
- LIBRE DE MATERIAL FACILMENTE INFLAMABLE
- DIMENSIONES QUE PERMITAN

- INSTALAR
- OPERAR
- MANTENER
- RETIRAR

} CON "FACILIDAD
Y
SEGURIDAD"

• DEL EQUIPO

- PARTES "VIVAS" PROTEGIDAS
CON CUBIERTAS (salvo acceso restringido)
- GABINETES CONECTADOS
A TIERRA.

DISPOSITIVO DE DESCONEXION

PRINCIPAL

NTIE-81-201-8

OBJETIVO:

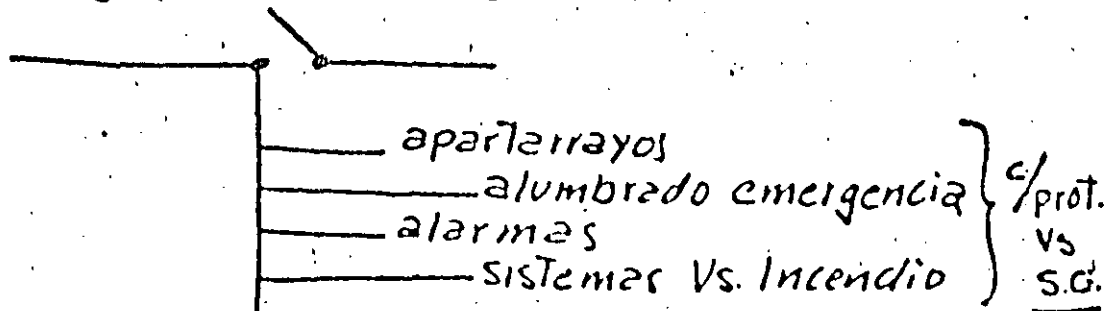
PODER INDEPENDIZAR

TOTALMENTE

A LA INSTALACION SERVIDA

CARACTERISTICAS:

- INSTALADO DESPUES DEL EQ. DEL SERVICIO
- ADECUADO A TENSION DE SUMINISTRO
- CAPACIDAD SUFICIENTE PARA LA CARGA MAXIMA
- APERTURA SIMULTANEA Y MANUAL DE TODOS LOS CONDUCTORES ACTIVOS
- INDICACION DE POSICION CLARA.
- CONEXIONES ANTERIORES

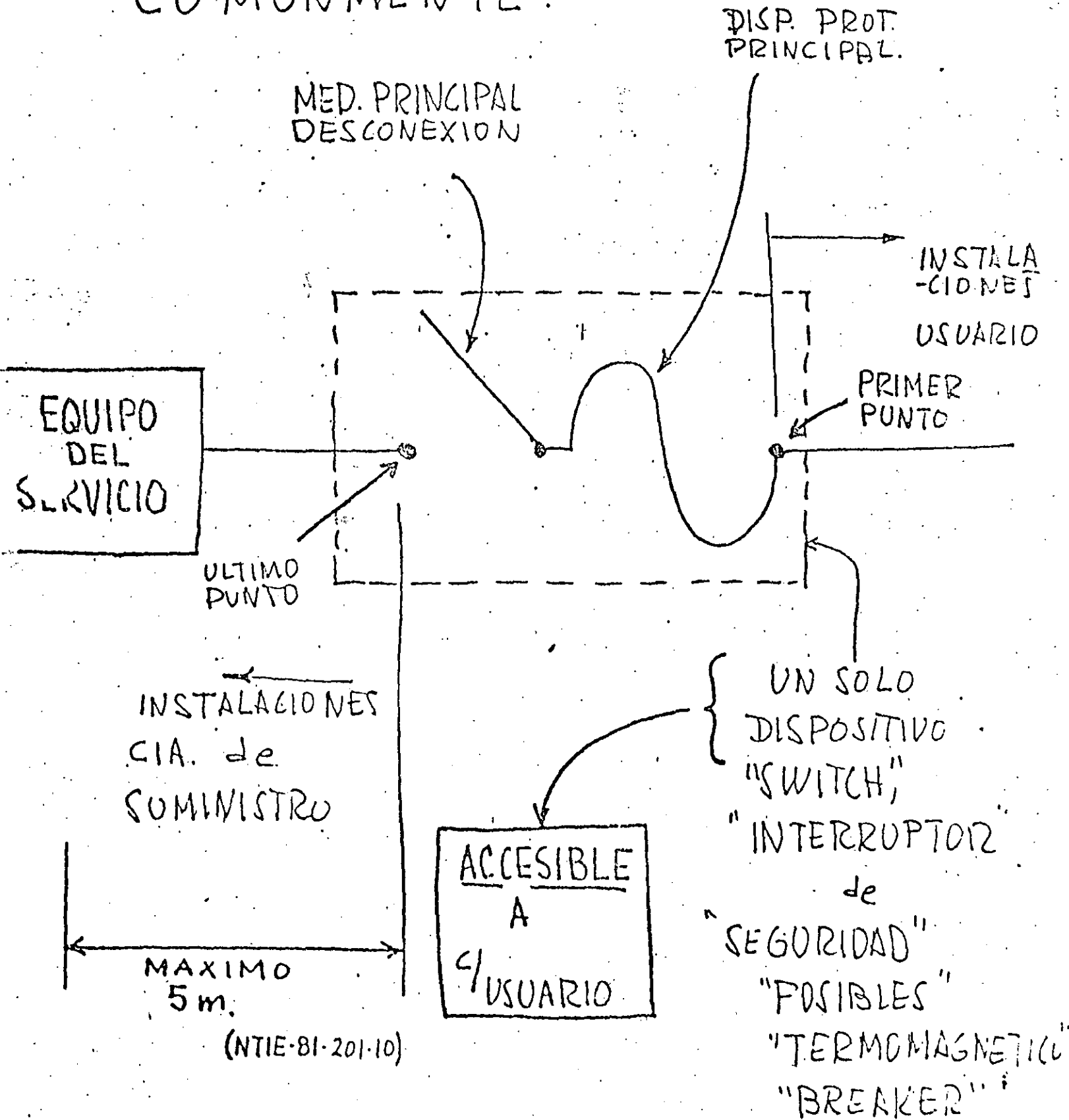


SISTEMA DE DISTRIBUCION

FORMADO POR :-

- CIRCUITOS ALIMENTADORES.
- CENTROS de DISTRIBUCION
(TABLEROS).
- CIRCUITOS DERIVADOS.

COMUNMENTE :



DISPOSITIVO DE

PROTECCION PRINCIPAL

(VS SOBRECORRIENTE).

NTIE-81-201-9

OBJETIVO:

DESCONECTAR

AUTOMATICAMENTE

A

LA INSTALACION SERVIDA DE LA

RED DE SUMINISTRO CUANDO

OCURRE UNA SOBRECORRIENTE

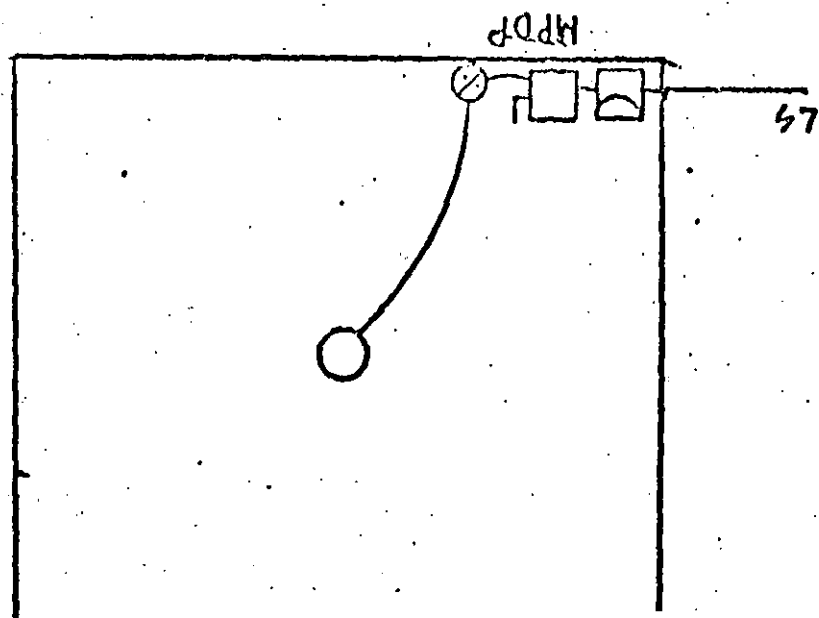
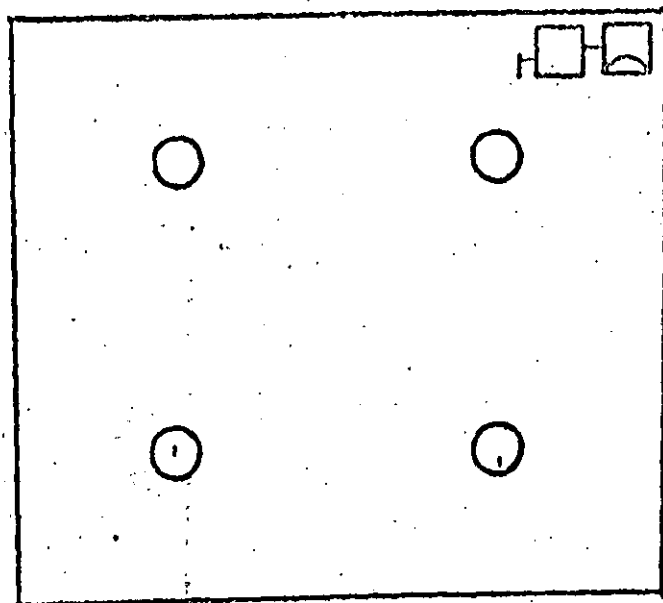
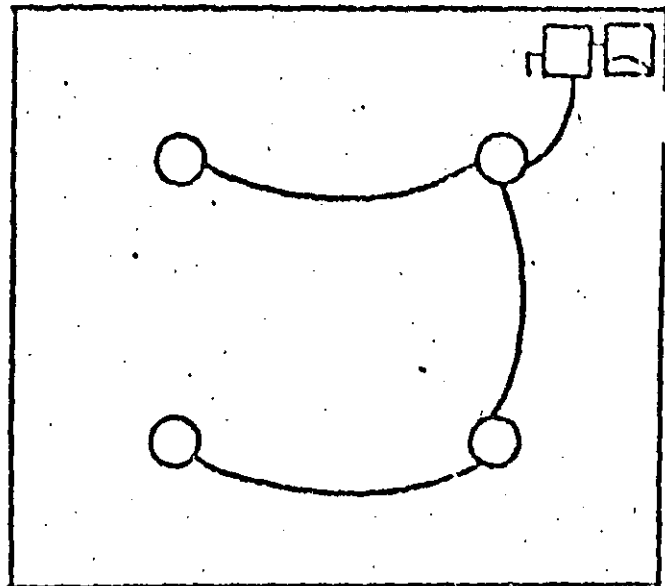
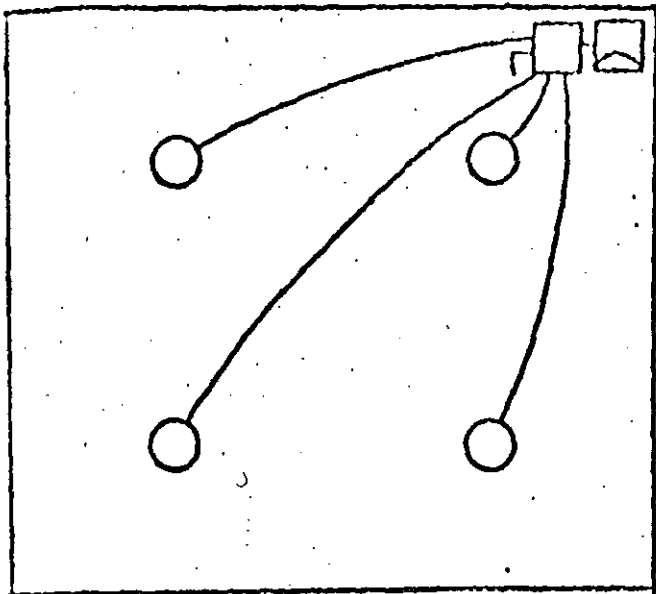
SOBRECORRIENTE :

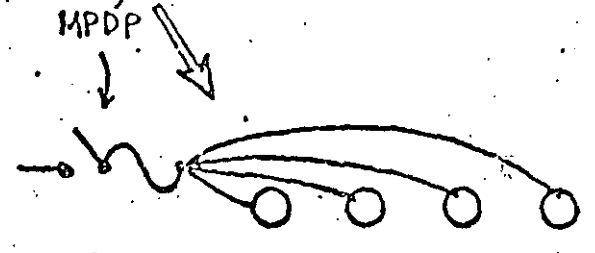
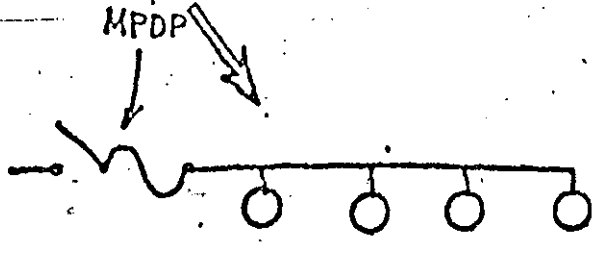
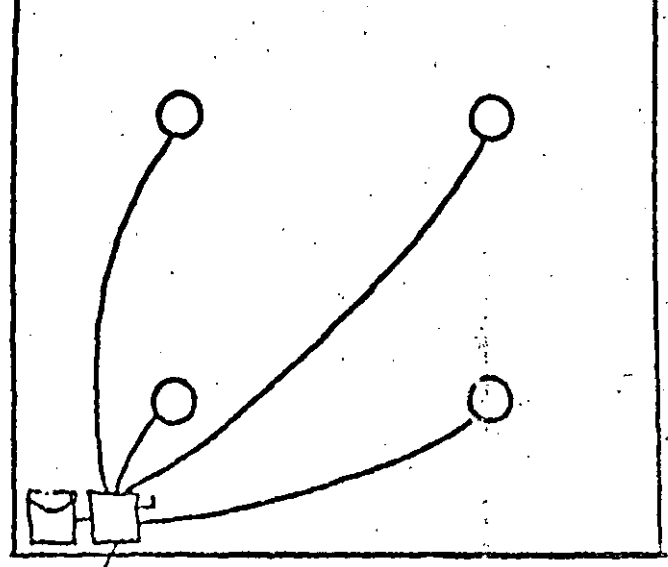
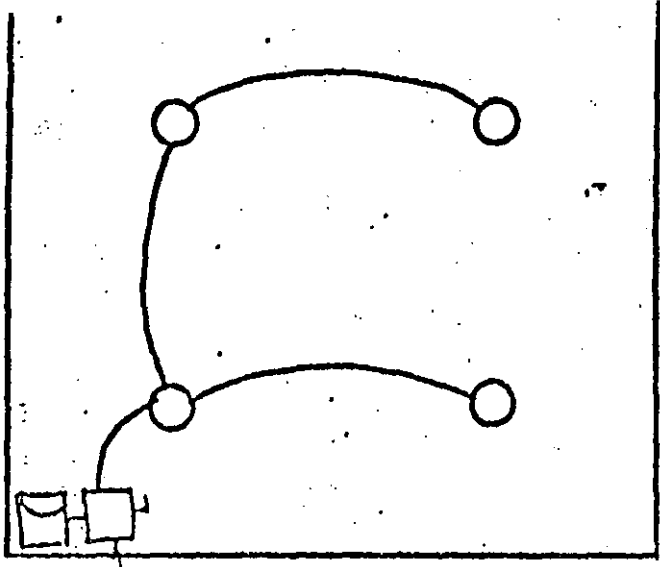
$I_{\text{CIRCULANTE}} > I_{\text{DISEÑO}}$

CAPACIDAD INTERRUPTIVA



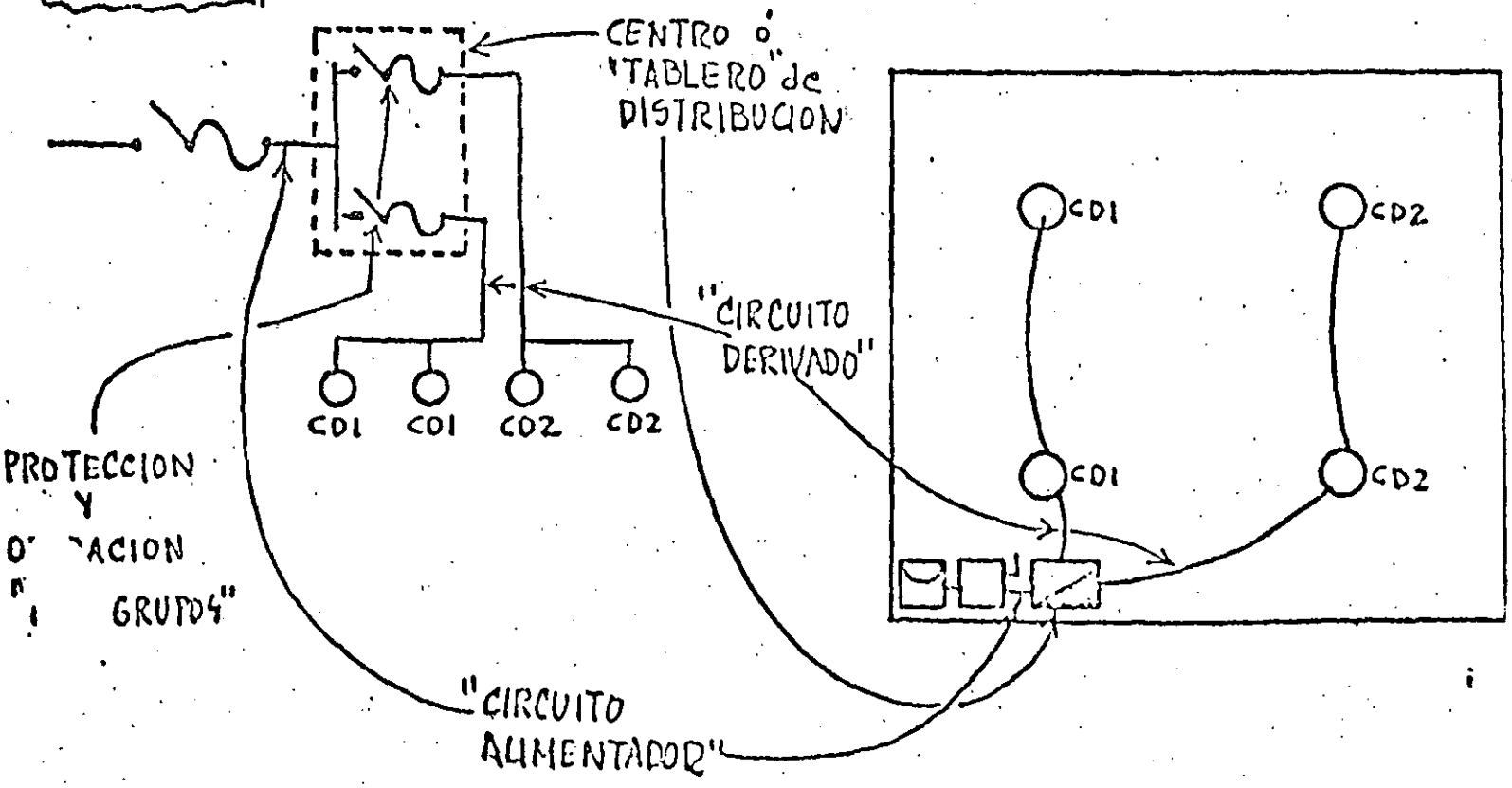
ADECUADA AL CORTO CIRCUITO MAXIMO
POSIBLE

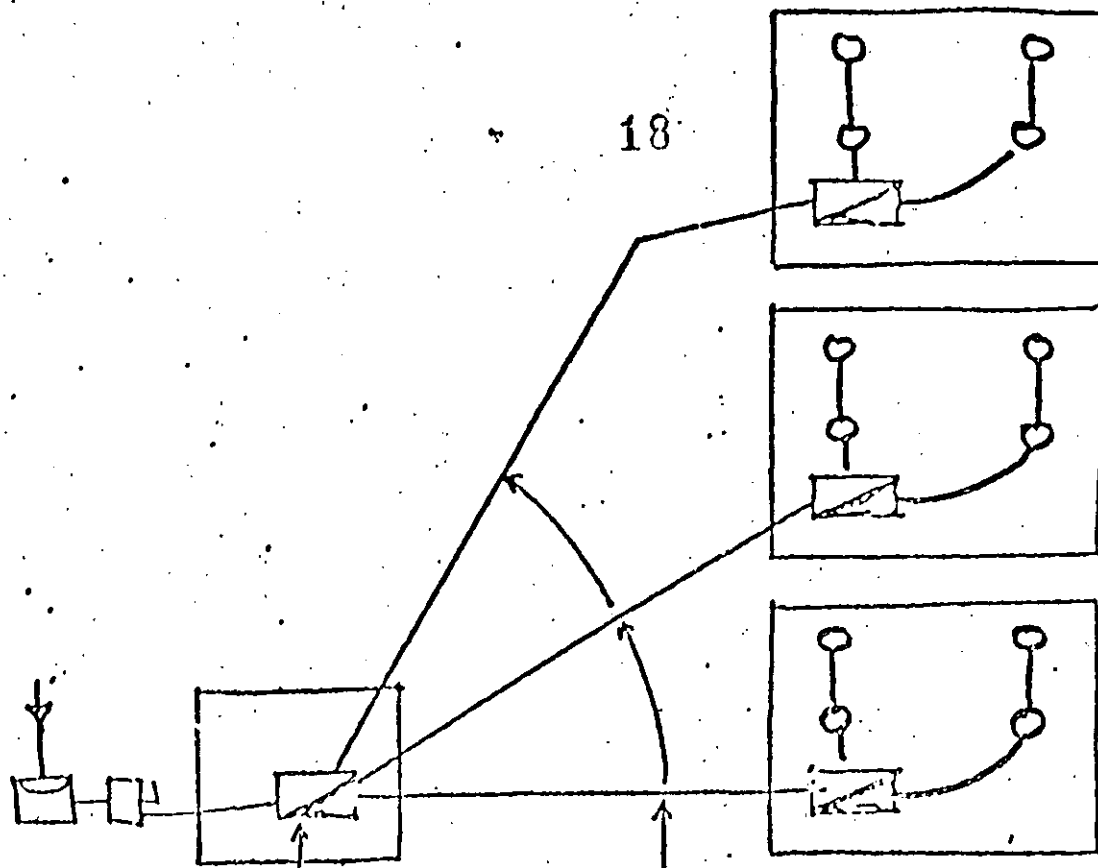




FALLA ———— }
 POSIBILIDAD ———— } TOTAL
 OPERACION ———— }

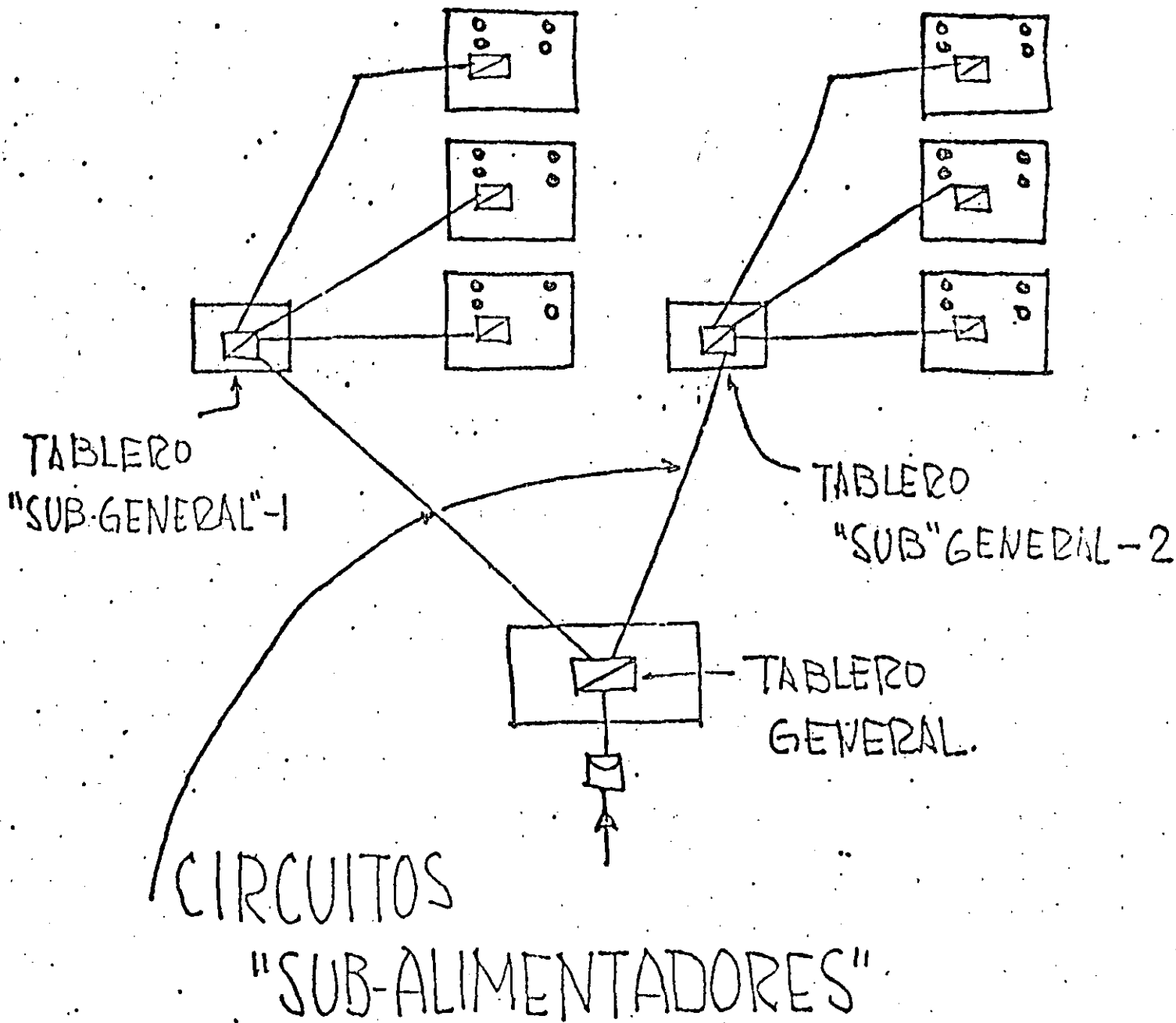
SOLUCION:





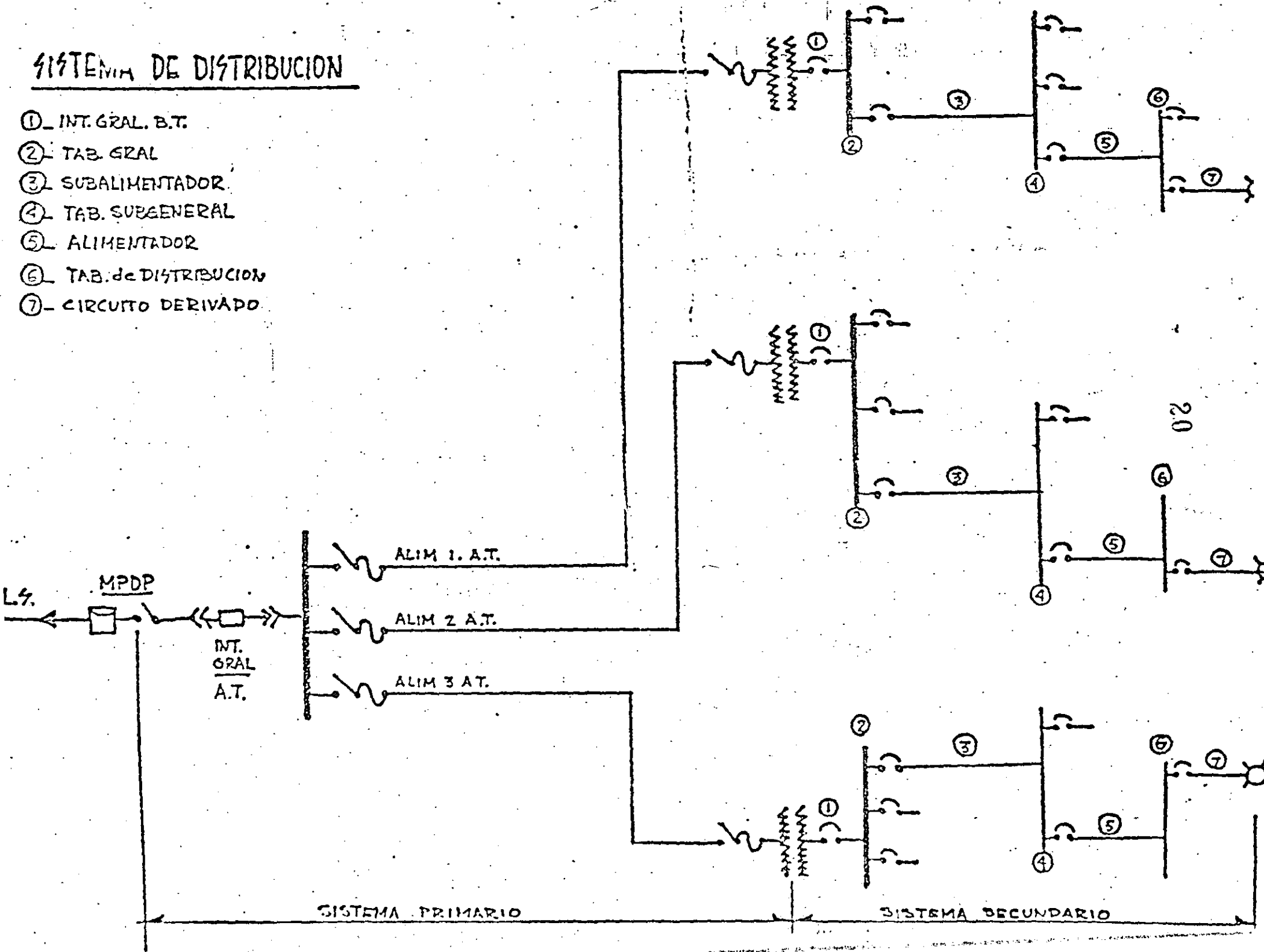
TABLERO
GENERAL

CIRCUITOS
ALIMENTADORES



SISTEMA DE DISTRIBUCION

- ① - INT. GRAL. B.T.
- ② - TAB. GRAL
- ③ - SUBALIMENTADOR
- ④ - TAB. SUBGENERAL
- ⑤ - ALIMENTADOR
- ⑥ - TAB. de DISTRIBUCION
- ⑦ - CIRCUITO DERIVADO



CARGA

21

NTIE-101: "POTENCIA QUE DEMANDA UN APARATO O MAQUINA O UN CONJUNTO DE APARATOS DE UTILIZACION..."

UNA CARGA → DISPOSITIVO ADECUADO PARA ABSORBER O TRANSFORMAR LA ENERGIA ELECTRICA A OTRAS FORMAS DE ENERGIA, PARA SU UTILIZACION

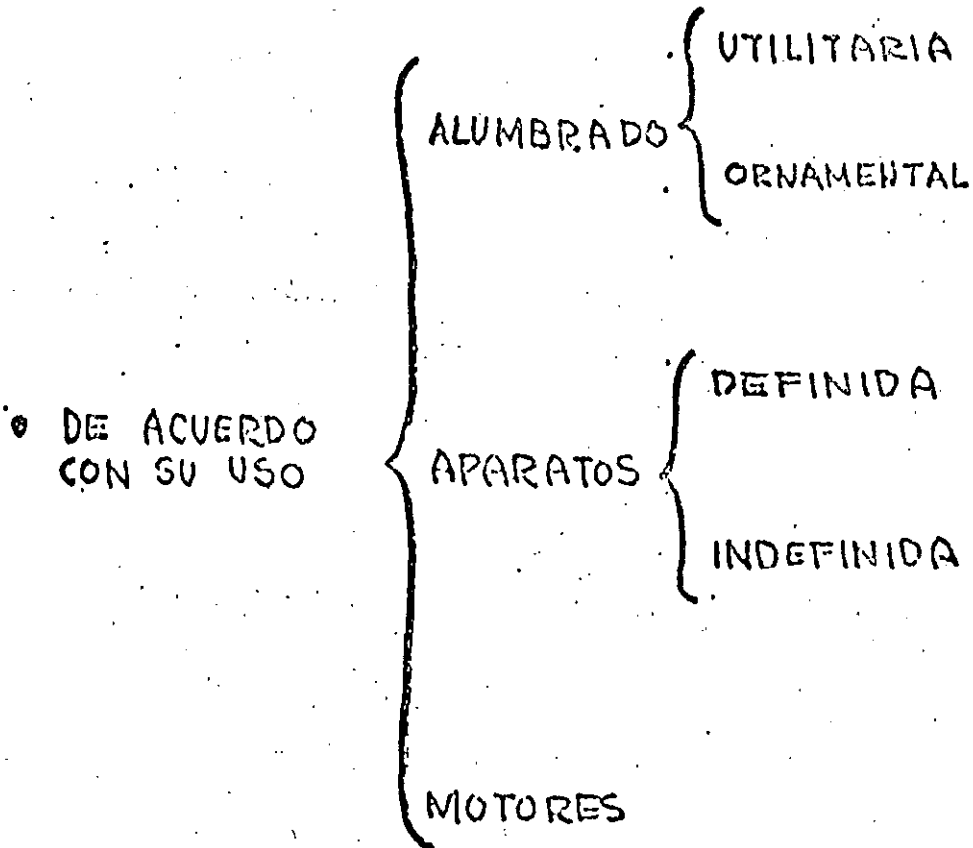
- LUMINOSA → LAMPARAS
- MECANICA → MOTORES
- TERMICA → CALFACTORES

"DETERMINACION" DE UNA CARGA: CONOCIMIENTO O DEFINICION DE SUS CARACTERISTICAS: "

ARACTERISTICAS DE UNA CARGA:

- ① PARAMETROS ELECTRICOS:
 - POTENCIA
 - TENSION
 - CORRIENTE DEMANDADA
 - NOMINAL
 - DE ARRANQUE
 - A ROTOR BLOQUEADO
 - F.P.
 - FRECUENCIA
- ② LOCALIZACION:
 - DE LA CARGA
 - DE SU CONTROL
 - DE SUS PROTECCIONES
- ③ OPERACION:
 - REGIMEN DE CARGA
 - TIPO DE SERVICIO.

CLASIFICACION DE LAS CARGAS:



SISTEMAS QUE INTEGRAN UNA I.E.

1.- SISTEMA DE CONDUCTORES

2.- SISTEMA DE CANALIZACION

3.- SISTEMA DE PROTECCION

4.- SISTEMA DE CONTROL

CARACTERISTICAS DE UN

(27)

CONDUCTOR :-

- 1- CAPACIDAD SUFICIENTE PARA CONDUCIR LA CORRIENTE MAXIMA DEL CIRCUITO
- 2- SECCION TRANSVERSAL SUFICIENTE PARA LIMITAR LA CAIDA DE VOLTAJE
- 3- AISLAMIENTO ADECUADO PARA LAS CONDICIONES DE INSTALACION..
- 4- RESISTENCIA MECANICA.

MEDIOS DE

25

26

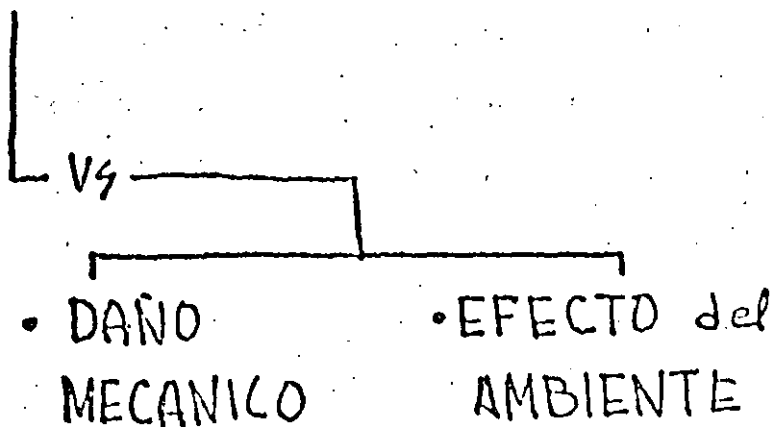
CANALIZACION

CANALIZACION :- "MEDIO o MEDIOS QUE SE USAN PARA ALOJAR A LOS CONDUCTORES DE UNA I.E. Y QUE SON :

- DISEÑADOS
- CONSTRUIDOS
- UTILIZADOS

..... PARA TAL FIN"
(NTIE-81-101)

OBJETIVO: SOPORTE DE LOS
PROTECCION CONDUCTORES



CARACTERISTICAS GENERALES

(27)

• DEBEN TENER CONTINUIDAD :

• ELECTRICA:

METALICA SIEMPRE CONECTADA A TIERRA

(NTIE-81-301-5, 206.21)

• MECANICA:

• REMATADAS (FIJAS) A CADA CAJA O ACCESORIO

• SI CAMBIA EL TIPO DE CANALIZACION ↴

CAJA ADECUADA

• NO DEBE ALOJAR CONDUCTORES DE SISTEMAS DIFERENTES : EJ:

- 220/127.5 vs 440V
- C.D.
- FRECUENCIA DIFERENTE
- COMUNICACION . etc.

Excep: - CONTROL CON CIRCUITO DE F2A → SI ↴

MISMO AISLAMIENTO

CTO. Balastro y CTO ALUMBRADO

• CANTIDAD DE CONDUCTORES:

DEBE PERMITIR FACILIDAD PARA

- COLOCARLOS
- REMOVERLOS
- DISIPAR CALOR

CARACTERISTICAS²⁷ GENERALES

(2)

• DEBE EVITARSE :

(301.13)

- LA CIRCULACION DE AIRE ENTRE PARTES DE UNA CANALIZACION EXPUESTAS A DIFERENTES TEMPERATURAS.

- LA CIRCULACION DE CUALQUIER CORRIENTE INDUCIDA EN UNA CANALIZACION METALICA. (301.14)

- INSTALAR UNA CANALIZACION EN DUCTOS DE EXTRACCION DE POLVOS, VAPORES ó BASURA. (301.16)

(SI EN DUCTOS de A.A → TUBERIA METALICA)

• CANALIZACION PARA DIVERSOS USUARIOS :-

(301.17)

- PUEDE OCUPAR MISMA CANALIZACION (EN AREAS COMUNES)

- EN CONDOMINIOS →

CANALIZACIONES SEPARADAS

METODOS DE CANALIZACION REGLAMENTADOS

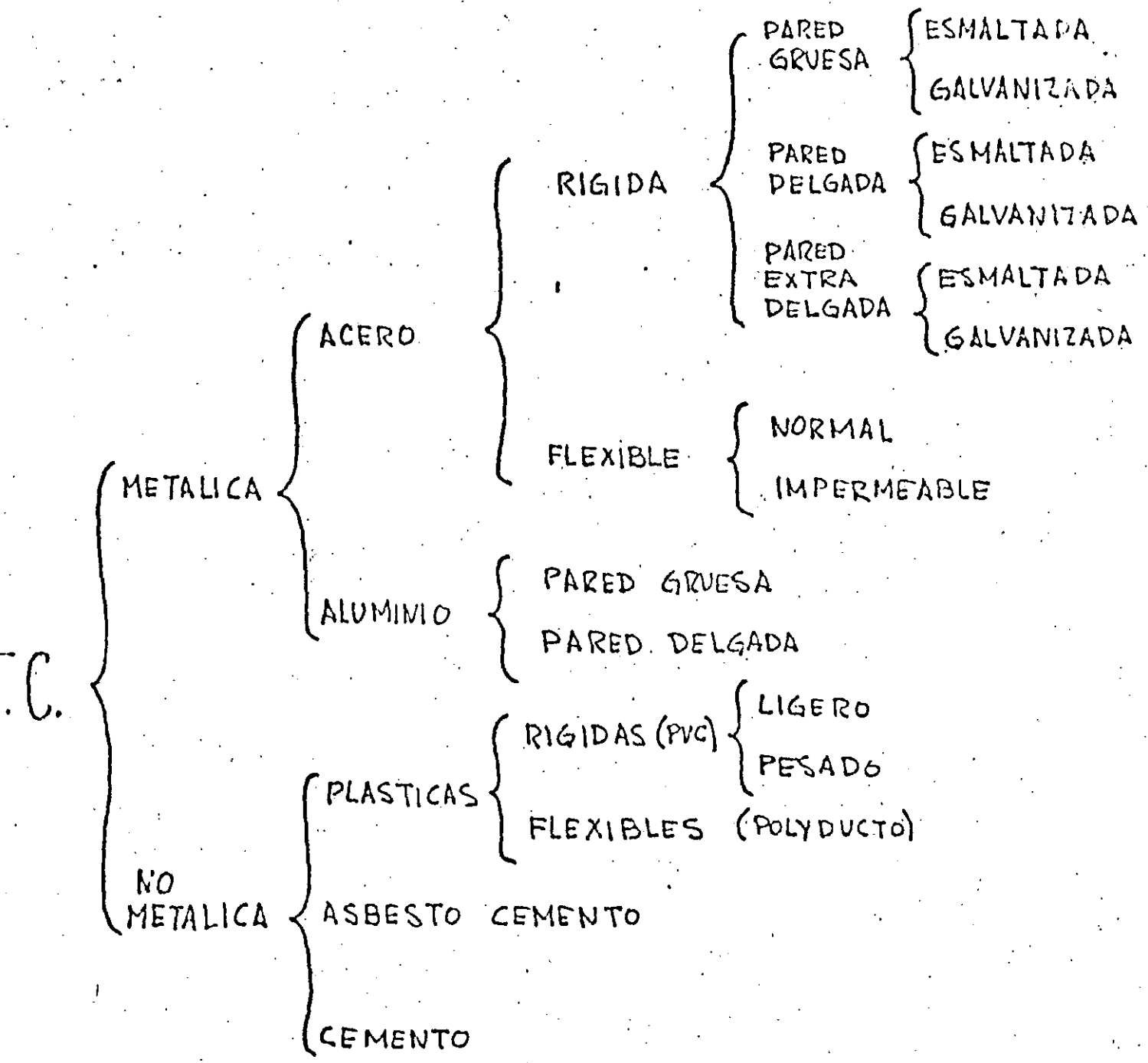
- TUBO CONDUIT
 - METALICO RIGIDO
 - PESADO
 - SEMIPESADO
 - LIGERO
 - METALICO FLEXIBLE
 - NO METALICO
 - PVC
 - POLIETILENO
- DUCTOS METALICOS CON TAPA
- DUCTOS METALICOS CON BARRAS
- DUCTOS PARA PISO
- CHAROLAS
- INSTALACION VISIBLE SOBRE AISLADORES
- EXTENSIONES CORTAS VISIBLES

CANALIZACION CON TUBERIA "CONDUIT"

"CONDUIT" = TUBERIA DISEÑADA Y FABRICADA ESPECIALMENTE PARA ALOJAR CONDUCTORES.

- SUPERFICIE INTERIOR ADECUADA.
- PERMITE DOBLEZ.

TIPOS DE TUBERIA CONDUIT:



VENTAJAS del TUBO CONDUIT METALICO

-) PROTECCION vs CORROSION
-) PROTECCION MECANICA
-) CONTINUIDAD ELECTRICA
-) ESTANQUEIDAD
-) APARIENCIA

ANALISIS COMPARATIVO DE LAS
CARACTERISTICAS DE LAS DIVERSAS
TUBERIAS CONDUIT METALICAS.

	ALUMINIO		A C E R O					
	P.G.	P.D.	P.G.		P.D.		P.E.D.	
			GALV.	ESM.	GALV.	ESM.	GALV.	ESM.
PROTECCION vs CORROSION	1	2	3	6	4	7	5	8
PROTECCION MECANICA	2	4	1	1	3	3	5	5
CONTINUIDAD ELECTRICA	1	3	2	2	4	4	5	5
ESTANQUEIDAD	1	2	1	1	3	3	4	4
APARIENCIA	1	4	2	3	5	7	6	8

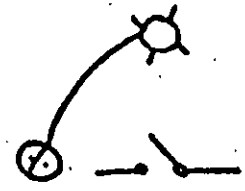
USOS TÍPICOS de las TUBERIAS CONDUIT

- PARED GRUESA GALV.	INDUSTRIA - INTERIOR, EXT. - APARENTE
- PARED GRUESA ESM.	INDUSTRIA - INTERIOR - OCULTA
- PARED DELG. GALV.	RESIDENCIAL EXTERIOR
- PARED DELG. ESM.	RESIDENCIAL INTERIOR - OCULTA
- PARED EXT. DELG. GALV.	RESIDENCIAL ECONOMICA - EXTERIOR
- PARED EXT. DELG. ESM.	RESIDENCIAL ECONOMICA - INTERIOR - OCULTA
- FLEXIBLE NORMAL	CONEXION EQUIPOS - POSIBLE MOV. LUGARES SECOS
- FLEXIBLE IMPERM.	CONEXION EQUIPOS - POSIBLE MOV. LUGARES HUMEDOS
- ALUMINIO P.G.	IND. QUIMICA - AMB. CORROSIVO - RESIST. MECANICA
- ALUMINIO P.D.	IND. QUIMICA - AMB. CORROSIVO -
- PLASTICA RIG. PESADA	JARDINES - EXTERIORES
- PLASTICA RIG. LIGERA	INTERIOR - RESIDENCIAL
- PLASTICA FLEXIBLE	RESIDENCIAL ECONOMICA - EMPOTRADA
- ASBESTO CEMENTO	DIST. EXTERIOR - ENTERRADA
- CEMENTO	ALUMBRADO PUBLICO

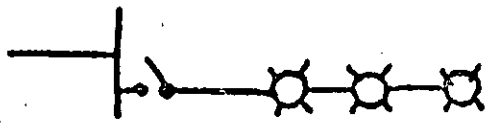
MEDIOS de CONTROL

• SE ESTABLECE POR MEDIO DE:

- INTERRUPTORES INDEPENDIENTES:

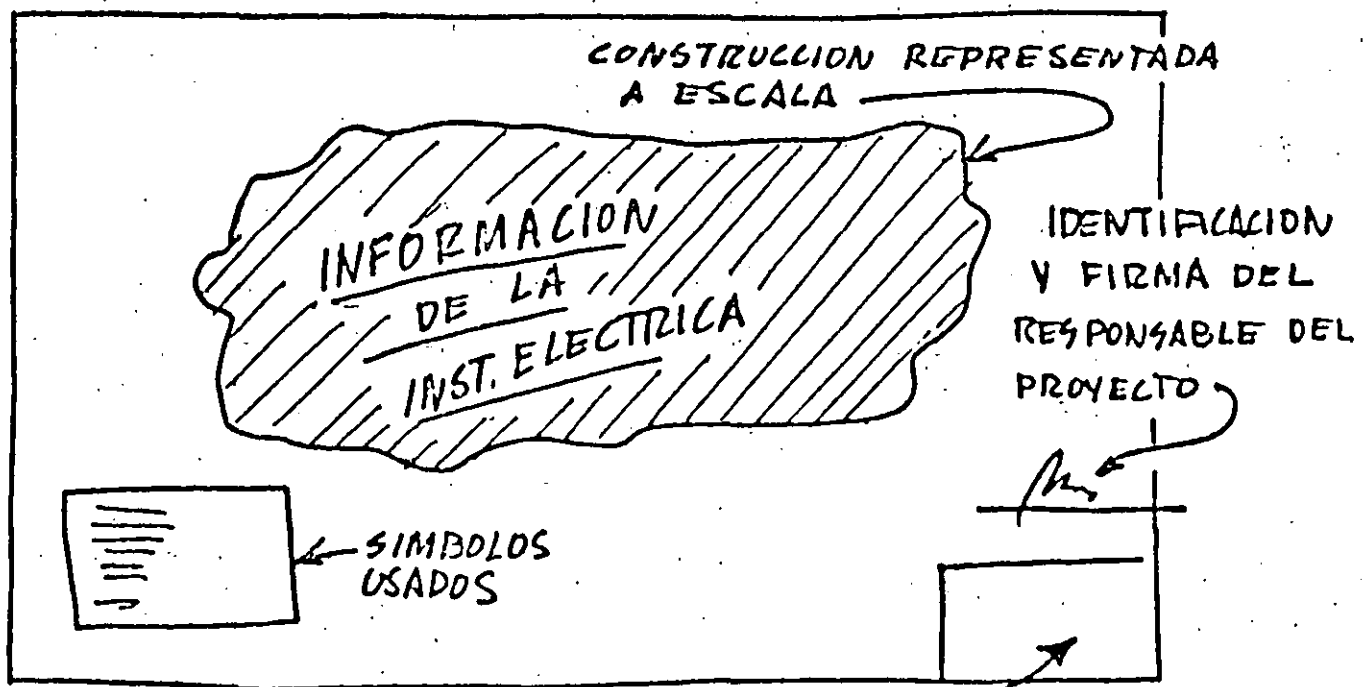


- MEDIOS DE DESCONEXION DEL CIRCUITO DERIVADO:



• SE REPRESENTA EN LOS PLANOS DE LA INSTALACION ELECTRICA

→ REPRESENTACION EN UN PLANO ARQUITECTONICO A ESCALA, DE LOS ELEMENTOS QUE INTEGRAN UNA INSTALACION ELECTRICA :-



- DATOS DE IDENTIFICACION (EDIFICIO, DIRECCION, ARQ, ETC.)
- ESCALA, - FECHA - V4.

rán los plazos que al respecto fija el Reglamento de la Ley de la Industria Eléctrica y demás disposiciones aplicables, a fin de que sea corregida, y en el supuesto de que no se efectúen, se mandará suspender el servicio en la forma prevenida por la Ley del Servicio Público de Energía Eléctrica, independientemente de que se apliquen las sanciones que correspondan.

registro, independientemente de la aplicación de las sanciones que legalmente procedan.

TRANSITORIO

UNICO.—El presente Acuerdo entrará en vigor el día siguiente al de su publicación en el Diario Oficial de la Federación.

Sufragio Efectivo. No Reelección.

ARTICULO DUODECIMO.—Se llevará un control de las actividades que realicen los responsables inscritos en la Dirección General de Energía, y con base en él se determinarán los casos en que sea procedente refrendar o revocar el

Dado en la Ciudad de México, Distrito Federal, a los dos días del mes de marzo de 1982.—El Secretario de Patrimonio y Fomento Industrial, José Andrés Oteyza.—Rubrica.

TABLA I

SIMBOLOS PARA DIAGRAMAS UNIFILARES DE SUBESTACIONES

	APARTARRAYOS		TRANSFORMADOR DE POTENCIAL
	INTERRUPTOR		TRANSFORMADOR DE CORRIENTE
	DESCONECTOR		EQUIPO DE MEDICION
	DESCONECTOR FUSIBLE		CAPACITOR
	TRANSFORMADOR DE POTENCIA		GRUPO GENERADOR
			ACOMETIDA

SIMBOLOS PARA DIAGRAMAS Y PLANOS DE INSTALACIONES ELECTRICAS

	SALIDA PARA LAMPARA INCANDESCENTE		CAJA DE CONEXION
	SALIDA PARA LAMPARA FLUORESCENTE		ABRIDOR ELECTRICO PARA PUERTA
	ARBOTANTE		ESTACION DE BOTONES
	PORTALAMPARA CON INTERRUPTOR DE CORDON		ZUMBADOR
	SALIDA DE PISO		TIMBRE
	SALIDA PARA ACCESORIO OCULTO (El trazo muestra la forma del accesorio)		CAMPANA
	SALIDA PARA TELEVISOR		INTERFONO
	SALIDA PARA PROPOSITO ESPECIAL (Las letras indican las funciones. Ejemplo: LP Lavadora de platos)		TELEFONO INTERCOMUNICACION
	SALIDA TRIFASICA		TELEFONO AL EXTERIOR
	CONTACTO DOBLE, CIRCUITO INDEPENDIENTE		RELOJ
	CONTACTO DOBLE (La T muestra que es del tipo de conexión a tierra)		CONEXION A TIERRA
	CONTACTO DOBLE, CIRCUITO GENERAL		TABLERO DE ALUMBRADO
	CONTACTO PARA INTEMPERIE		TABLERO DE FUERZA
	CONTACTO DE USO GENERAL DIFERENTE DEL DOBLE (El número muestra la cantidad de polos)		TABLERO GENERAL
	APAGADOR SENCILLO		BATERIA
	APAGADOR DE ESCALERA		MEDIO DE DESCONEXION
	APAGADOR DE 4 VIAS		FUSIBLE
	APAGADOR DE PUERTA		MOTOR
	APAGADOR CON LUZ PILOTO		ARRANCADOR (Protección contra sobrecarga)
	APAGADOR DE INTEMPERIE		SOLDADORA
	CABLE O CONDUCTO POR TECHO O MURO		RESISTENCIA
	CABLE O CONDUCTO POR PISO		CAPACITOR
			RECTIFICADOR

D= Diámetro de la canalización
 N= Número de conductores
 C= Colibre de los conductores

① - DE LAS
"SALIDAS"

(SITIO EN EL CUAL LA INSTALACION PROVEE DE ENERGIA A UNA UTILIZACION O CARGA)

- 1.1- LOCALIZACION
- 1.2- ESPECIFICACION (DE ACUERDO CON -SIMBOLOGIA)
- 1.3- CIRCUITO QUE LAS ALIMENTA
- 1.4- DISPOSITIVO DE CONTROL QUE LAS OPERA

② DE LOS DISPOSITIVOS
DE CONTROL:

- 2.1- LOCALIZACION
- 2.2- ESPECIFICACION (DE ACUERDO CON SIMBOLOGIA)
- 2.3- CARGA O SALIDA QUE CONTROLA

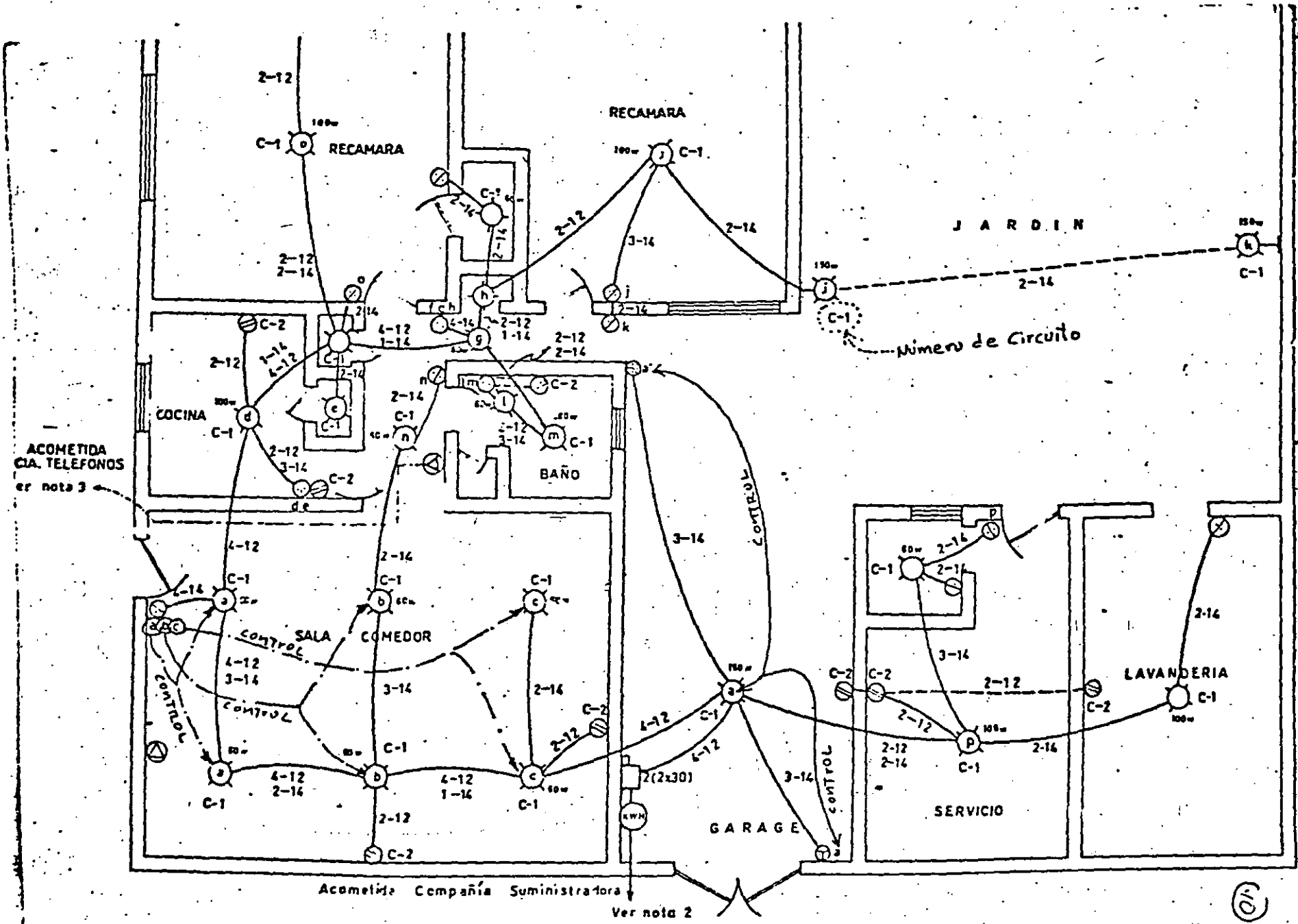
③ DE LAS CANALIZACIONES

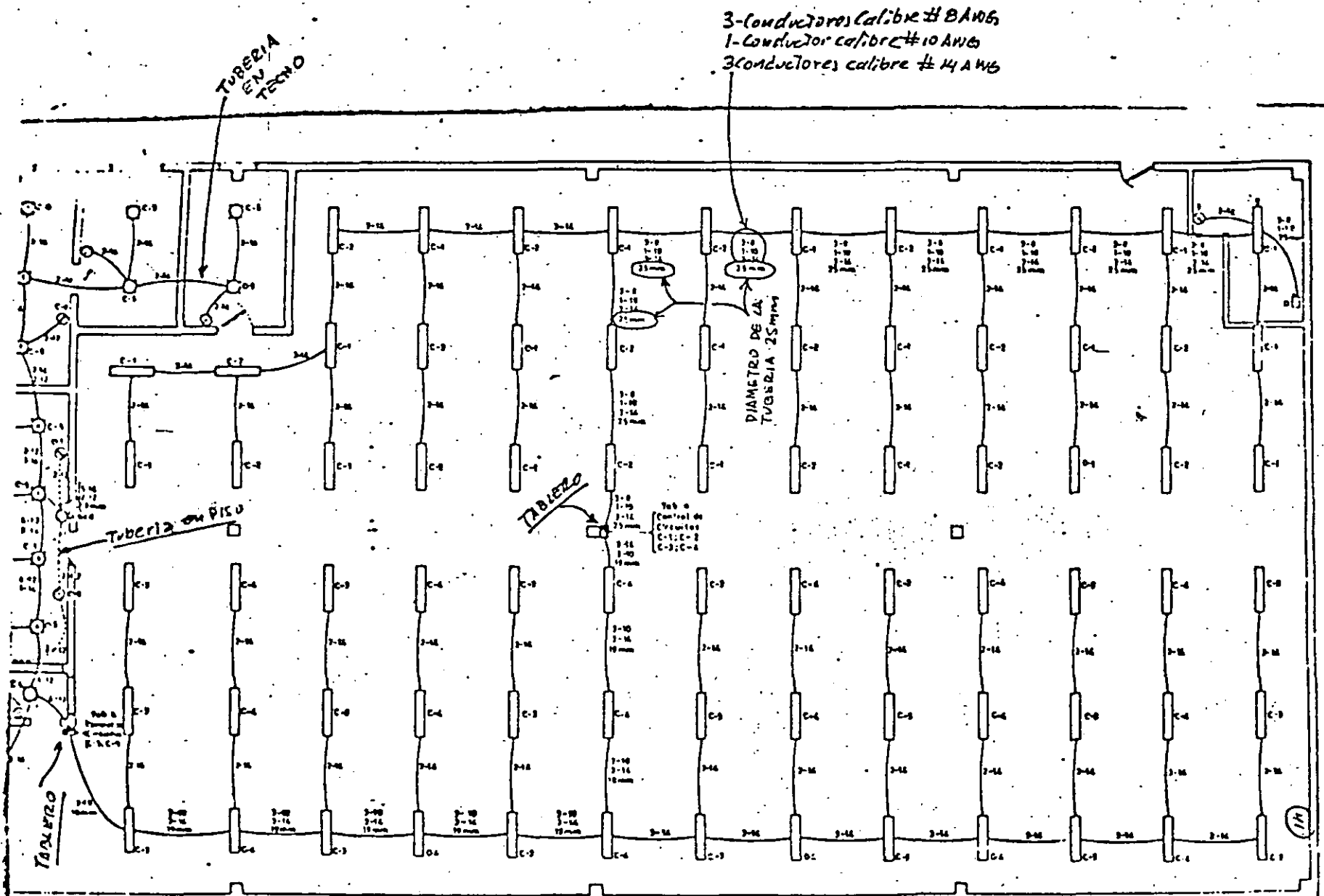
- 3.1- TRAYECTORIA APROXIMADA - (DE DONDE A DONDE VA.)
- 3.2- LOCALIZACION (EN MURO, TECHO O PISO)
- 3.3- ESPECIFICACION
- 3.4- CONDUCTORES ALDADOS EN ELLA, Y SU ESPECIFICACION

④ DE LOS TABLEROS

- 4.1- LOCALIZACION
- 4.2- ESPECIFICACION
- 4.3- CUADRO DE CARGAS
 - 4.3.1- CANTIDAD Y TIPOS DE CARGAS:

{	POR CIRCUITO
	TOTAL
 - 4.3.2- CARGA CONECTADA: - P/CIRCUITO
 - P/FASE
 - TOTAL
 - 4.3.3- DESBALANCEO
- 4.4- ESPECIFICACION PROTECCION CIRCUITOS





3 conductores calibre # 8 AWG
 1 conductor calibre # 10 AWG
 3 conductores calibre # 14 AWG

TUBERIA EN TECHO

TUBERIA EN PISO

TABLERO

DIAMETRO DE LA TUBERIA 25 mm

Tabla Control de Circuitos
 C-1; C-2
 C-3; C-4

Nº	NOTA		ARRANCADOR			INTERRUPTOR			ALUMBRADO		

1	1		220	3							
2	1		220	3							
3	1		220	3							
4	1		220	3							
5	1		220	3							
6	1		220	3							
7a	1	10	220	3							
7b	1		220	3							
7c	1		220	3							
7d	1		220	3							
8	1		220	3							
9	1		220	3							
10	1		220	3							
11	0.50		220	3							
12	1		220	3							
13		4.80	220	3							
14		6	127	1							
15		1.25	220	3							
16	2.50		220	3							
17		3.65	220	3							
18	15		220	3							
TOTAL	33.00	26.80									

"TIPOS DE SALIDAS"

CICLO	TIPO	CANTIDAD	FASE		
			A	B	C
1	20		1570		
2	17		1360		
3	71				1680
4	14			1450	
5	1	22		1260	1450
TOTAL	77	23	2950	2950	2930

TOTAL SALIDAS POR CIRCUITO

TOTAL SALIDAS POR TIPO

CARGA CONECTADA POR CIRCUITO

CAPACIDAD TOTAL EN FUERZA = 85.436 KW
CAPACIDAD TOTAL ALUMBRADO = 8.665 KW

CARGA TOTAL POR FASE

FASE A = 25.000 KW.
FASE B = 24.940 KW.
FASE C = 24.970 KW.

DESBALANCE ENTRE FASES = 0.24%

CALCULO:

$$\frac{\text{Fase Mayor} - \text{Fase Menor}}{\text{Fase Mayor}} \times 100 = \frac{25 - 24.94}{25.000} \times 100 = 0.24\%$$

CARGA CONECTADA POR FASE

DESBALANCEO

SIMBOLOS

- Medidor de Watts-Horas
- Tablero de Fuerzas
- Interruptor de navajas con elemento fusible
- Interruptor de navajas con elemento fusible
- Tablero de alumbrado
- Interruptor termomagnético
- Arrancador
- Arrancador a tensión completa
- Arrancador a tensión reducida
- Motor
- Estación de botones
- Contacto trifásico
- Contacto monofásico
- Salida especial (trifásica o monofásica)
- Horno de Resistencias
- Lámpara incandescente
- Lámpara fluorescente
- Apagador sencillo
- Caja de conexiones
- Tubería por loza y lecho
- Tubería por piso y muro

NOTAS:

- 1.- El diámetro de tubería no indicado, corresponde a 13mm.
- 2.- Toda acometida aérea para el suministro de energía eléctrica, deberá tener una altura mínima de 3 mts desde el nivel de la banqueta y consistirá de un tubo de diámetro no menor de 32mm.
- 3.- En optativas indicar:
 - a) Configuración de la maquinaria
 - b) Elaboración de una memoria Técnica Descriptiva
- 4.- Dejar espacio de 10x20cm para sello y firma de esta dependencia.
- 5.- El desbalanceo entre fases no debe exceder del 5% de la fase mayor.
- 6.- Todos los interruptores que controlan circuitos principales deberán estar con contactos cerca del equipo de medición de la c/a suministradora.



DISPOSITIVOS DE PROTECCION
VS SOBRECORRIENTE

OBJETIVO: ABRIR CIRCUITO. —> OPERACION AUTOMATICA

PRINCIPIOS
DE
OPERACION :-

① - TERMICO

- FUSIBLES
- ELEMENTOS TERMICOS
- INTERRUPTORES TERMICOS

② MAGNETICO

- RELEVADORES
- INTERRUPTORES MAGNETICOS

③ MIXTOS

- INTERRUPTORES TERMOMAGNETICOS



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

DIRIGIDO AL PERSONAL PROFESIONAL DE LA DIRECCION GENERAL
DE CAMINOS RURALES DE LA SECRETARIA DE COMUNICACIONES Y
TRANSPORTES.

CURSO: "RESIDENTES DE CONSTRUCCION"

CONEXIONES ATORNILLADAS

ING. JOSE LUIS SANCHEZ MARTINEZ

DEL 10 AL 15 DE SEPTIEMBRE DE, 1984
ZACATECAS, ZAC.

DISEÑO DE CIMBRAS

POR: ING. FEDERICO ALCARAZ LOZANO. *

- DATOS REQUERIDOS.

Del Concreto:

- Peso volumétrico.
- ¿ Hay vibrado ?.

Del material de la cimbra:

- Esfuerzos permisibles.
- Densidad.
- Módulo de elasticidad.
- Calidad del material.

Del ambiente:

- Temperatura en el momento del colado.
- Velocidades de viento.

Del proyecto:

- Geometría del concreto.
- Cargas vivas durante el colado.

* Gerente de Ingeniería de SACMAG DE MEXICO, S. A.

Ingenieros Consultores.

DISEÑO DE CIMBRAS

POR: ING. FEDERICO ALCARAZ LOZANO. *

- DATOS REQUERIDOS.

Del Concreto:

- Peso volumétrico.
- ¿ Hay vibrado ?.

Del material de la cimbra:

- Esfuerzos permisibles.
- Densidad.
- Módulo de elasticidad.
- Calidad del material.

Del ambiente:

- Temperatura en el momento del colado.
- Velocidades de viento.

Del proyecto:

- Geometría del concreto.
- Cargas vivas durante el colado.

* Gerente de Ingeniería de SACMAG DE MEXICO, S. A.
Ingenieros Consultores.

DISEÑO DE CIMBRAS

POR: ING. FEDERICO ALCARAZ LOZANO. *

DATOS REQUERIDOS.

Del Concreto:

- Peso volumétrico.
- ¿ Hay vibrado ?.

Del material de la cimbra:

- Esfuerzos permisibles.
- Densidad.
- Módulo de elasticidad.
- Calidad del material.

Del ambiente:

- Temperatura en el momento del colado.
- Velocidades de viento.

Del proyecto:

- Geometría del concreto.
- Cargas vivas durante el colado.

* Gerente de Ingeniería de SACMAG DE MEXICO, S. A.

Ingenieros Consultores.

-3-

de 0.4, obteniéndose los valores consignados en la última columna de la siguiente tabla.

Concepto	Valor en kg/cm ²	
	Para cualquier y	Para y=0.4
Esfuerzo en flexión ó tensión simple.	196y	1.25 60
Módulo de elasticidad en flexión ó tensión simple	196,000y	79,000
Esfuerzo en compresión paralela a la fibra	143.5y	57
Esfuerzo en compresión perpendicular a la fibra	54.2y	2.25 7
Módulo de elasticidad en compresión	238,000y	1.25 95,000
Esfuerzo cortante	35y	10

Para maderas selectas, se pueden incrementar en un 30% los valores anteriores. Para maderas de segunda, se tomará el 70% de los valores consignados en la tabla. Para maderas de tercera, se tomará el 50%.

Tratándose de maderas saturadas ó sumergidas, el esfuerzo de compresión paralelo a la fibra debe reducirse 10%; el de compresión perpendicular a la fibra 33%; y los módulos de elasticidad 10%.

El esfuerzo permisible en compresión en direcciones inclinadas con respecto a la fibra, se determinará de acuerdo con la fórmula:

$$N = \frac{P \cdot Q}{P \sin^2 \theta + Q \cos^2 \theta}$$

en la cual

N= esfuerzo permisible en la dirección que forma un ángulo θ con la fibra;

P= esfuerzo permisible en compresión paralela a la fibra;

Q= esfuerzo permisible en compresión perpendicular a la fibra;

c) Cargas de corta duración.

Cuando la duración de las cargas no exceda el lapso indicado a continuación, se incrementarán los esfuerzos permisibles según la siguiente tabla:

15% para dos meses de duración.

25% para 7 días de duración.

###

-5-

50% para viento ó sismo.

100% para impacto.

Estos coeficientes de incremento se aplican también a las conexiones.

Los incrementos anteriores no se aplican a los módulos de elasticidad en cálculo de deflexiones.

d) Deterioro e intemperización de la madera.

Los esfuerzos permisibles deberán afectarse de reducciones, de acuerdo con el grado de deterioro e intemperización de la madera a través del tiempo.

e) Diseño de piezas en tensión.

El esfuerzo se valuará dividiendo la fuerza entre el área neta. Este esfuerzo no debe exceder el permisible que se especifica en los incisos b, c y d.

f) Diseño de postes ó columnas.

I. Notación.

A=área de la sección transversal del miembro (cm²).

c= esfuerzo permisible en la columna a compresión paralela a la fibra (kg/cm²) corregido por esbeltez.

d= mínima dimensión transversal del miembro ó de cada una de las piezas que constituyen una columna espaciada (cm).

E = módulo de elasticidad a compresión según el inciso b (kg/cm²).

L = longitud de extremo a extremo de las columnas de un solo tramo, ya sean simples ó espaciadas, ó bien, la distancia de centro a centro de los apoyos laterales en columnas continuas (cm).

P = carga axial (kg).

f_c = esfuerzo permisible en compresión paralela a la fibra de conformidad con los incisos b , c y d (kg/cm²).

II. Clasificación. Las columnas a que pueden aplicarse estas especificaciones se clasifican en simples, compuestas y espaciadas:

- Las columnas simples están formadas de una sola pieza.
- Las columnas compuestas están formadas por dos ó más piezas correctamente ligadas.
- Las columnas espaciadas están formadas de dos ó más miembros, con ejes longitudinales paralelos, y ligados a sus extremos por empaques y pernos ó conectores, que resistan la fuerza cortante que existe en las columnas debida a su deformación.

-7-

III. Columnas simples. El esfuerzo permisible en columnas simples de sección rectangular se valuará de conformidad con las siguientes expresiones:

Cuando L/d es menor que 11.

$$c = f_c$$

Para relaciones L/d comprendidas entre 11 y 30.

$$c = f_c \left[1 - (L/38d)^4 \right]$$

Para relaciones L/d mayores de 30.

$$c = f_c \left(\frac{550}{(L/d)^2} \right)$$

En columnas cuya sección no es rectangular, se sustituyen en las expresiones anteriores, $\sqrt{12}$ veces el mínimo radio de giro de la sección transversal, en vez de d .

IV. Columnas espaciadas. Todas las piezas que constituyen una columna espaciada tendrán la misma dimensión mínima. El espesor de los empaques será también igual a dicha dimensión.

La máxima relación L/d permisible es 80 en este tipo de columna. La capacidad de carga de una columna espaciada se tomará igual a la suma de las capacidades de sus miembros, calculadas éstas como si se tratará de co

lumnas simples independientes, sustituyendo las fórmulas para columnas simples por las que siguen:

Para relaciones L/d menores que 28.

$$c = f_c$$

Para L/d superior a 28.

$$c = f_c \left[1 - (L/95d)^4 \right]$$

V. Columnas compuestas. La capacidad de una columna compuesta se calculará con las fórmulas para columnas simples pero reduciendo las capacidades así obtenidas, de acuerdo con la siguiente tabla:

L/d	Capacidad reducida, % de la calculada
2	88
6	82
10	77
14	71
18	65
22	74
26	82
30	91
34	99

Para valores de L/d intermedios entre los que se consignan en esta tabla debe interpolarse linealmente.

g) Diseño de piezas en flexión.

Deben usarse las fórmulas convencionales de la resistencia de materiales como la fórmula de la escuadría, siempre que la relación de claro a peralte sea mayor que 5, con las siguientes salvedades.

--Se supone que una viga de sección circular tiene el mismo momento resistente que una viga de sección cuadrada de igual área.

--Si el peralte de una viga de sección rectangular excede 30 cm. se debe introducir el siguiente factor F que multiplique al momento de inercia:

$$F = 0.81 \frac{h^2 + 922}{h^2 + 568}$$

donde h es el peralte del miembro en cm.

h) Combinación de flexión y carga axial.

Los miembros sujetos a flexotensión deberán proporcionarse en tal forma que:

$$\frac{P}{A} + \frac{M}{S} \leq f_m$$

Los miembros sujetos a flexocompresión deberán proporcionarse de tal forma que:

-10-

$$\frac{P}{A_c} + \frac{M}{f_m S \left(1 - \frac{PL^2}{2EI}\right)} \leq 1$$

en las fórmulas anteriores.

A= área de la sección transversal de la pieza (cm²):

E= módulo de elasticidad (kg/cm²).

f_m= esfuerzo permisible a la flexión (kg/cm²).

I= momento de inercia (cm⁴).

M= momento flexionante (kg/cm).

S = módulo de sección (cm³).

El esfuerzo c no deberá ser superior al dado en el inciso f. En columnas espaciadas estas fórmulas sólo se aplican si la flexión actúa en dirección paralela a la mayor dimensión de los miembros individuales.

i) Esfuerzo cortante.

Para el cálculo del esfuerzo cortante deben emplearse las fórmulas convencionales de la resistencia de materiales.

El esfuerzo cortante debido a una carga concentrada distante menos de un peralte del apoyo, puede reducirse en dicho tramo a los 2/3 de su valor calculado.

j) Pandeo lateral.

En todos los casos se tomará en cuenta la posibilidad de pandeo lateral. Para evitarlo, las piezas deberán quedar correctamente contraventeadas.

k) Elementos de unión.

I. - Generalidades. Para determinar la capacidad de carga de los distintos elementos de unión tales como los clavos, pernos, conectores, pijas y otros, las maderas se dividirán en tres grupos:

- Coníferas livianas, $\gamma \leq 0.5$
- Coníferas densas $\gamma > 0.5$
- Estructurales densas de hoja caduca (tales como cedro, álamo y similares).

II. - Clavos. Sólo se permiten para uso estructural los clavos comunes de alambre de acero estirado en frío.

Para determinar su capacidad de carga lateral se empleará la fórmula:

$$P = K D^3/2$$

en la cual

D = diámetro del clavo en mm.

K = constante consignada en la siguiente tabla.

P = carga de trabajo en kilogramos por clavo.

Valores de K

Grupo	K
Coníferas livianas	3.50
Coníferas densas	4.30
Estructurales densas de hoja caduca	5.00

Para que las fórmulas anteriores sean válidas se requieren las siguientes condiciones mínimas:

- que el clavo penetre cuando menos $2/3$ de su longitud en la pieza principal.
- que las separaciones entre clavos sean como sigue:

Paralelas a la carga.

12 D del borde cargado.

5 D del borde no cargado.

10 D entre clavos de una hilera.

Normales a la carga.

5 D entre hileras.

III. Tornillos. Se aplicarán estas normas a tornillos de acero para madera, de cualquier tipo de cabeza.

La capacidad lateral estará dada por la siguiente expresión:

-13-

$$P = K D^2$$

Los valores de K para los distintos tipos de madera se dan en la tabla:

Grupo	K
Coníferas livianas	1.80
Coníferas densas	2.30
Estructurales densas de hoja caduca	2.50

Los tornillos deben insertarse en agujeros previamente hechos con un diámetro de 0.875 del diámetro del tornillo en la zona de rosca. La penetración en el miembro que contenga la punta será cuando menos 7 veces el diámetro del tornillo.

Las separaciones serán como sigue:

Paralelas a la carga.

8 D del borde cargado.

4 D del borde no cargado

6 D entre tornillos.

Normales a la carga.

4 D entre hileras.

-14-

IV. Pernos. Se entiende que se trata de pernos de acero con cabeza en un extremo ó con dos extremos rosca dos y usando rondanas bajo cabeza y tuerca.

La capacidad de un perno estará dada por las siguientes expresiones:

a) Carga aplicada paralela a la fibra.

$$P = 0.50 f_c t D K$$

en donde

f_c = esfuerzo de compresión paralelo a la fibra -
según se define en el inciso b.

D = diámetro del perno en cm.

t = menor grueso ó suma de gruesos de los miembros que transmiten los esfuerzos (en cm.) -
para juntas a tope.

t = doble de grueso de la pieza más delgada (en cm.)
para juntas traslapadas.

K = constante consignada en la siguiente tabla.

t/D	K
3	1.00
4	0.99
5	0.95
6	0.85

-15-

t/D	K
7	0.73
8	0.64
9	0.57
10	0.51
13	0.39

Para valores de t/D intermedios entre los que se consignan en esta tabla debera interpolarse linealmente.

Cuando se tengan "cachetes" de placa de acero.

$$P = 0.66 f_c t DK$$

Además se le aplicarán los factores de coeficiente de servicio previamente descritos.

b) Carga aplicada normal a la fibra

$$P = 0.66 f_c tDKK_2$$

t/D	K	D	K ₂
Hasta 9	1.00	3/8"	2.50
10	0.94	1/2"	1.95
11	0.85	5/8"	1.68
12	0.76	3/4"	1.52
12	0.68	7/8"	1.41
13	0.62	1"	1.33
		1 1/4"	1.27
		3" ó mas	1.03

f_c es el esfuerzo normal a la fibra según se describe en el artículo 214.

V. Conectores. La capacidad de carga de estos elementos se determinará de acuerdo con los datos proporcionados por los fabricantes de ellos.

CARGAS Y PRESIONES.

Las cimbras y obras falsas deberán soportar todas las cargas verticales y laterales superimpuestas a la cimbra y a la estructura, hasta que ésta sea capaz de tomarlas por sí misma.

Estas cargas incluyen el peso de:

- El concreto fresco.
- El acero de refuerzo.
- El peso propio.

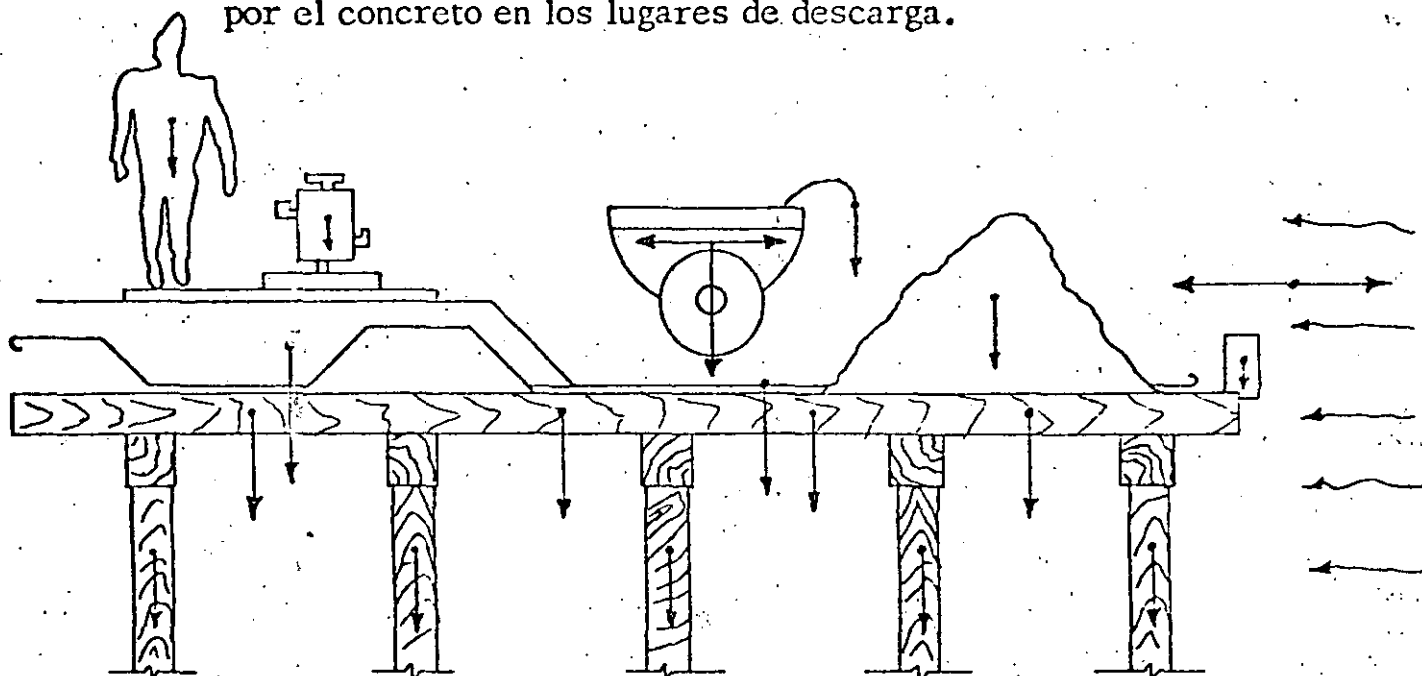
y varias cargas vivas.

Las descargas del concreto, movimiento de equipo de construcción y la acción del viento producen fuerzas laterales - que debe resistir la obra falsa.

Debe considerarse también asimetría de la carga de concreto, impactos del equipo y cargas concentradas producidas

-17-

por el concreto en los lugares de descarga.



Peso propio: La cimbra de madera generalmente pesa de 50 a 75 kg/m². Cuando este peso es pequeño en comparación con el peso del concreto + la carga viva puede despreciarse.

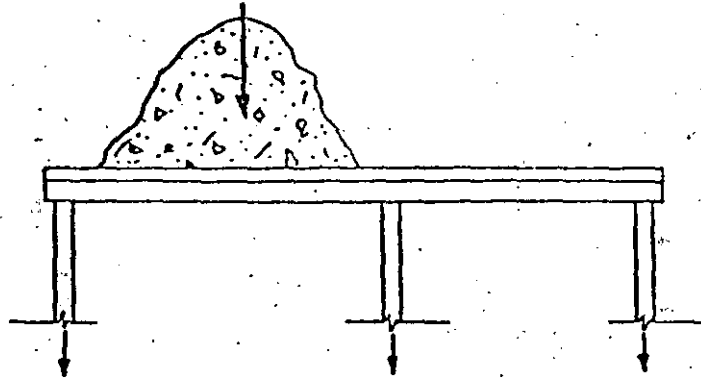
Cargas vivas:

El ACI, Comité 622, recomienda una carga debida a cargas vivas de construcción de 250 kg/m², de proyección horizontal, que incluye peso de los trabajadores, equipo, andadores e impacto. Si se usan volquetes motorizados - esta carga debe incrementarse hasta 400 kg/m².

-18-

Alternancia de cargas.

Cuando las formas son continuas el peso del concreto en un claro puede causar levantamiento en otro claro.



Las formas deben diseñarse para soportar este efecto, de no ser así deben construirse como simplemente apoyadas.

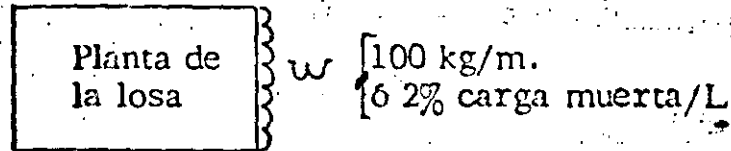
Cargas laterales.

Las cimbras y obras falsas deben soportar todas las cargas laterales debidas a viento, cables de tensión, soportes inclinados, vaciado del concreto y movimientos horizontales del equipo. Normalmente es difícil tener información suficiente para calcular estas cargas con exactitud.

El Comité 622 del ACI, recomienda las siguientes cargas mínimas laterales.

- a) En losas: 150 kg/m. de borde de losa, ó 2 por ciento de la carga muerta sobre la cimbra (distribuido como una carga por metro de borde en la losa), el que sea mayor

-19-



(Considérese solamente el peso muerto de losa cubierta en cada colado).

b) En muros.

Carga de viento de 50 kg/m² ó mayor si así lo exigen los códigos locales; en ningún caso menor de 150 kg/m. de borde de muro, aplicada en la parte alta de la cimbra.

PRESION LATERAL DEL CONCRETO.

El peso volumétrico del concreto tiene una influencia decisiva en esta presión. La presión hidrostática de un fluido es igual a γh (peso volumétrico por altura) y actúa en ángulo recto sobre cualquier superficie que confine el fluido. El concreto fresco no se comporta como un fluido, sino solamente en forma aproximada y únicamente hasta el fraguado inicial, en que se empieza a soportar por si mismo. Es por esta razón que también influye la velocidad vertical de colado en la presión.

###

La temperatura del concreto durante el colado también tiene gran importancia ya que influye directamente en el tiempo de fraguado inicial. A bajas temperaturas el concreto toma más tiempo en el fraguado inicial y por lo tanto, para la misma velocidad de colado, una mayor profundidad de concreto se mantiene fresco y hay entonces una mayor presión lateral.

La vibración interna del concreto lo consolida y produce presiones laterales locales durante el vibrado, estas presiones son de 10 a 20% mayores que las que resultan cuando el concreto es varillado. porque entonces el concreto tiende a portarse como un fluido en toda la profundidad de vibración.

El revibrado y la vibración externa producen cargas aún mayores.

Durante el revibrado se han observado presiones de hasta 4,800 kg/m² por metro de profundidad del concreto (el doble de la presión hidrostática del concreto).

La vibración externa hace que la forma golpee contra el

-21-

concreto causando gran variación en la presión lateral.

Las tablas que se incluyen más adelante, están calculadas únicamente para vibración interna.

Hay otras variables que influyen en la presión lateral, como son: el revenimiento, cantidad y localización del refuerzo, temperatura ambiente, presión de poro del agua, tamaño máximo del agregado, procedimiento de colado, rugosidad y permeabilidad de las formas, etc. Sin embargo, con las prácticas usuales de colado estas variables -- son poco significativas y su efecto es generalmente despreciado.

DISEÑO DE UNA CIMBRA PARA MURO.

El muro tendrá 4.50 m. de altura.

El colado se hará a razón de $R=0.90$ m/hr. con vibrador.

La temperatura de colado se considerará de $T=15^{\circ}\text{C}$.

La cimbra se usará una sola vez por lo que los esfuerzos admisibles se podrán incrementar un 25%.

Se cuenta con hojas de triplay de $3/4''$ (1.9cm) de espesor que miden 1.20 x 2.40 y tensores de 2,800 kgs de capacidad.

-22-

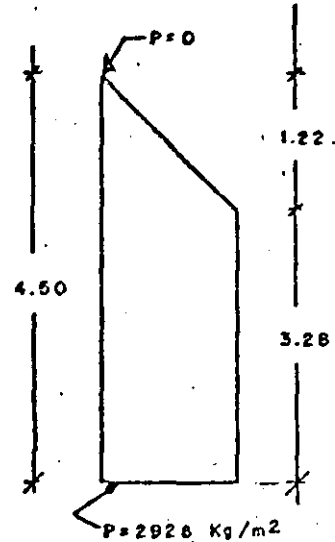
1.- Determinación de la presión lateral máxima.

De la tabla 5-2 para $R = 0.90 \frac{\text{m}}{\text{hr}}$ y $T = 15^\circ\text{C}$.

$$P_{\text{max}} = 2928 \text{ kg/m}^2$$

Profundidad a la que se alcanza la presión máxima.

$$\frac{2928}{2400} = 1.22 \text{ m.}$$



2.- Tablado vertical.

El triplay será del mismo espesor en toda la altura y los apoyos de éste se espaciarán uniformemente, de acuerdo a sus dimensiones. El triplay se colocará en el sentido más resistente, es decir con la fibra paralela al claro; esto significa colocar la dimensión de 2.40 horizontal actuando como losa continua.

Revisión por flexión.

$$M_{\text{max}} = \frac{wl^2}{10} \quad (\text{viga continua con tres ó más claros})$$

$$M = \frac{wl^2}{10} \times 100 = 10wl^2$$

donde w en kg/m .

-24-

igualando flechas

$$\frac{1}{360} = \frac{w l^4}{128 EI} \times 10,000$$

$$l = 0.033 \sqrt[3]{\frac{EI}{w}}$$

$E = 196\,000 \text{ kg/cm}^2$ (Reglamento D.D.F.)

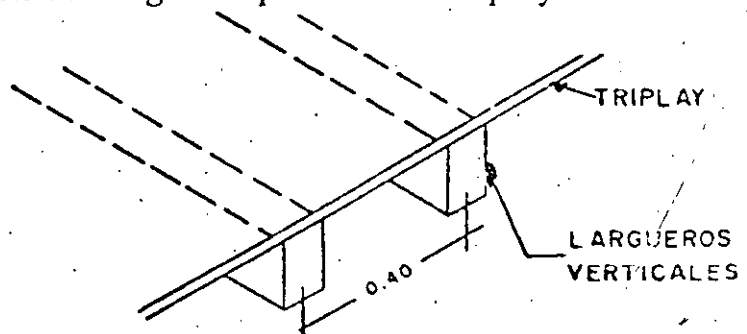
$E = 196\,000 \times 0.6 = 117\,600 \text{ kg/cm}^2$

$I = 100 \times 0.3413 = 34.13 \text{ cm}^4$ (para 1.00 m. de ancho,

tabla 4-3)

$$l = 0.033 \sqrt[3]{\frac{117\,600 \times 34.13}{2928}} = 0.37 \text{ m.}$$

será aceptable usar espaciamientos de 0.40 m. para los largueros verticales, 6 espacios exactos de 0.40 en 2.40 que tienen de largo los paneles de triplay.



3.- Dimensionamiento de largueros y espaciamiento de vigas madrinas.

Se pueden fijar las medidas de los largueros y calcular el claro máximo admisible que será el espaciamiento

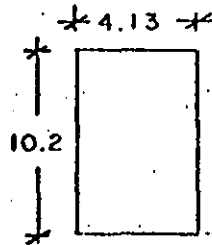
###

de maderas, ó se puede fijar el espaciamento de maderas y calcular las medidas necesarias de los largueros. En este caso fijaremos largueros de 2 x 4 pulgadas.

por flexión.

$$l \text{ max} = 0.32 \sqrt{\frac{f S}{w}}$$

el ancho efectivo de largueros de 2 x 4 es 1 5/8" tendremos



$$S = \frac{I}{h/2} = \frac{\frac{4.13 \times 10.2^3}{12}}{5.1} = \frac{365.23}{5.1}$$

$$S = 71.61 \text{ cm}^3.$$

$$f = 196 \text{ kg} = 120 \text{ kg/cm}^2.$$

$$f_{ad} = 120 \times 1.25 = 150 \text{ kg/cm}^2.$$

$$w = 2928 \times 0.40 = 1171 \text{ kg/m}.$$

$$l \text{ max} = 0.32 \sqrt{\frac{150 \times 71.61}{1171}} = 0.97 \text{ cm}.$$

por flecha.

$$l \text{ m} = 0.033 \sqrt[3]{\frac{EI}{w}}$$

$$l \text{ max} = 0.033 \sqrt[3]{\frac{117600 \times 365.23}{1171}}$$

$$l \text{ max} = 1.09$$

revisión por corte.

$$v = \frac{3 V}{2 bh}$$

###

$$V = 0.6 \text{ wl (viga continua de tres ó más claros)}$$

$$v = \frac{3}{2bh} (0.6 \text{ wl})$$

$$\begin{aligned} \text{Esfuerzo de corte admisible} &= 35\% \quad (\text{Reglamento}) \\ &= 35 \times 0.6 = 21 \text{ kg/cm}^2. \end{aligned}$$

igualando

$$\frac{3}{2bh} (0.6 \text{ wl}) = 21 \text{ kg/cm}^2.$$

despejando l

$$l = 23.33 \frac{bh}{w}$$

l: m

b: cm

h: cm

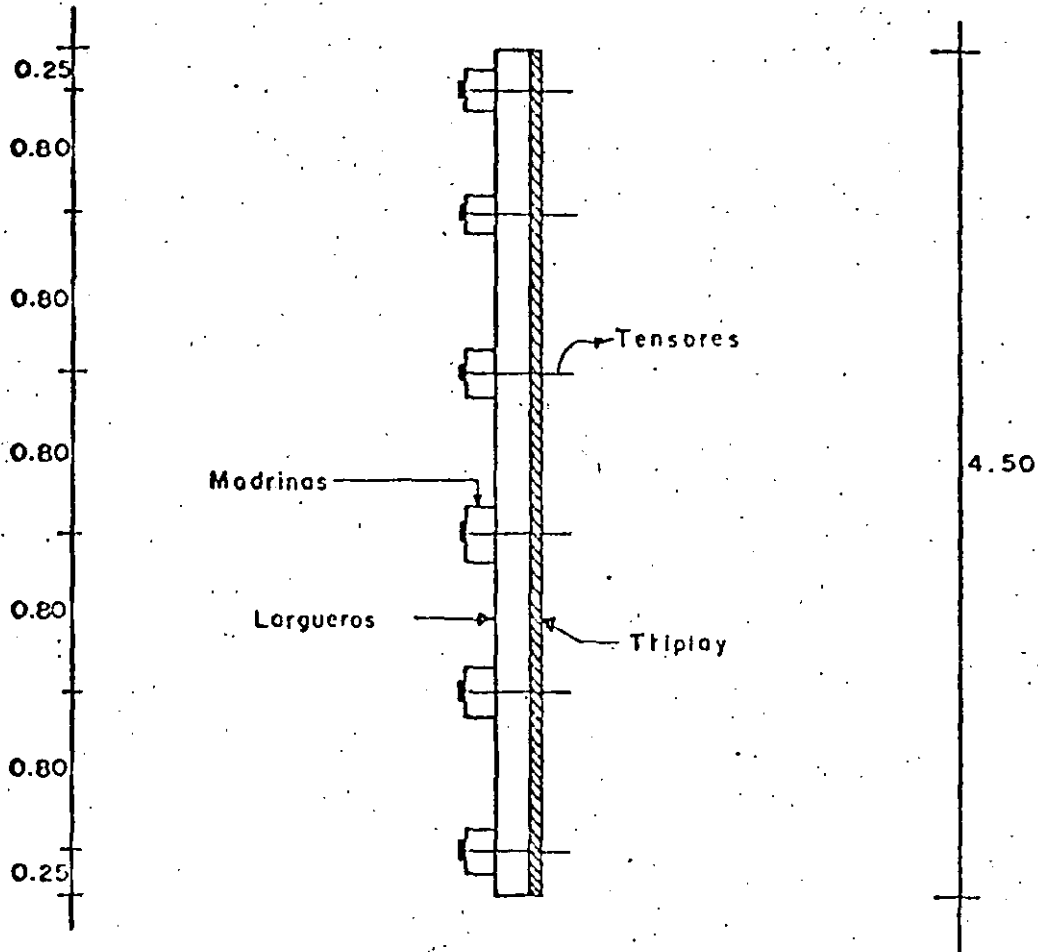
w: kg/m.

$$l = 23.33 \times \frac{4.13 \times 10.2}{1171} = 0.84 \text{ m.}$$

El claro máximo de largueros será de 0.84 m. por cortante.

-27-

Se usará la siguiente distribución:



4.- Espaciamiento de tensores y dimensionamiento de vigas madre.

Carga en madre = $2928 \times 0.80 = 2343.4 \text{ kg/m}$.

espaciamiento de tensores:

$$e = \frac{2800 \text{ kg}}{2343.4 \text{ kg/m}} = 1.195 \text{ m.}$$

Se usarán tensores @ 1.20 y este será el claro de las vigas madre.

Dimensionamiento de vigas mdrinas.

por flexión.

$$1 = 0.32 \sqrt{\frac{f S}{w}}$$

despejando $S = \frac{10 w l^2}{f} = \frac{10 \times 2343.4 \times 1.20^2}{150}$

$$S = 224.97 \text{ cm}^3.$$

$$S = \frac{bh^3/12}{h/2} = \frac{bh^2}{6}$$

Para las vigas mdrinas se acostumbra colocarlas en pares para evitar la perforación para los tensores.

Por corte.

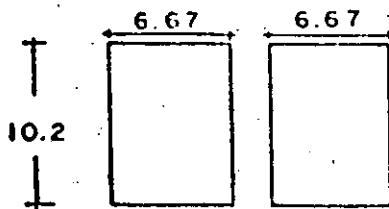
$$v = \frac{3V}{2 bh}$$

$$bh = \frac{3V}{2 v}$$

$$bh = \frac{3 (0.6 wl)}{2 v} = \frac{1.8 wl}{2 v}$$

$$bh = \frac{1.8 \times 2343.4 \times 1.20}{2 \times 21} = 120.52 \text{ cm}^2.$$

Probar 2 de 3x4 pulgs. ancho efectivo = 2 5/8" (6.67cm)



$$b \times h = 2 \times 6.67 \times 10.2 = 136.07 > 120.52$$

$$S = \frac{(2 \times 6.67) (10.20)^2}{6} = 231.32 > 224.97$$

se usarán vigas de 3 x 4 en pares.

-29-

5.- Revisión por compresión en apoyos.

Los puntos que deberán ser investigados en este diseño serán los apoyos de largueros en vigas maderas y apoyos de éstas en placas de tensores.

Esfuerzo de compresión admisible perpendicular a la fibra.

$$C = 54.2 \gamma^8 \text{ (Reglamento D.D.F.)}$$

$$C = 54.2 \times 0.6 = 32.52 \text{ kg/cm}^2.$$

$$C_{ad} = 1.25 \times 32.52 = 40.65 \text{ kg/cm}^2.$$

El esfuerzo en apoyos de largueros sobre vigas maderas será como sigue:

$$\begin{aligned} \text{Area de apoyo} &= 2 \times 6.67 \times 4.13 \\ &= 55 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Carga transmitida por largueros.

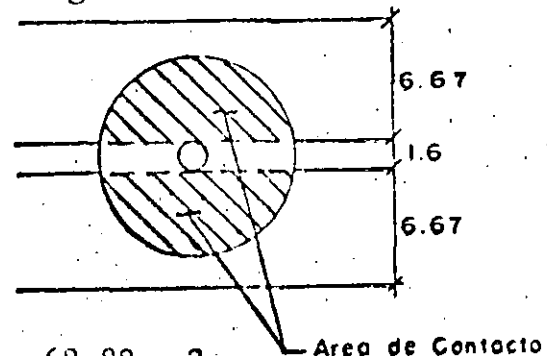
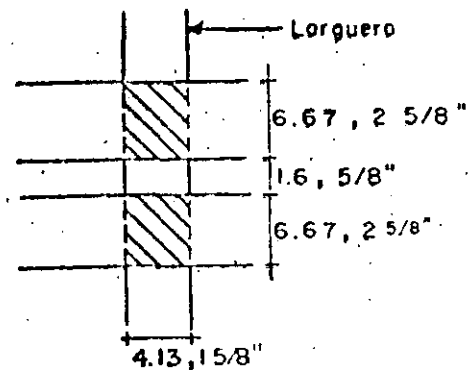
$$R = (2928 \times 0.40) \times 0.80 = 937 \text{ kg S.}$$

$$f = \frac{937}{55} = 17 \text{ kg/cm}^2$$

Apoyo de tensores.

$$T = 2800 \text{ kg.}$$

$$\text{Area requerida} = \frac{2800}{40.65} = 68.88 \text{ cm}^2$$



Area de Contacto

###

-30-

Usar arandela 5" \varnothing (12.7cm)

Area de contacto

$$\frac{\pi D^2}{4} - 1.6 \times D = 106.35$$

$$f = \frac{2800}{106.35} = 26.3 \text{ kg/cm}^2$$

DISEÑO DE UNA CIMBRA PARA LOSA

La losa será de 20 cm. de espesor concreto normal 2,400 kg/m³. La cimbra se usará varias veces.

Altura libre piso a techo 2.40.

Tablero de losa de 4.50 x 4.50 mts.

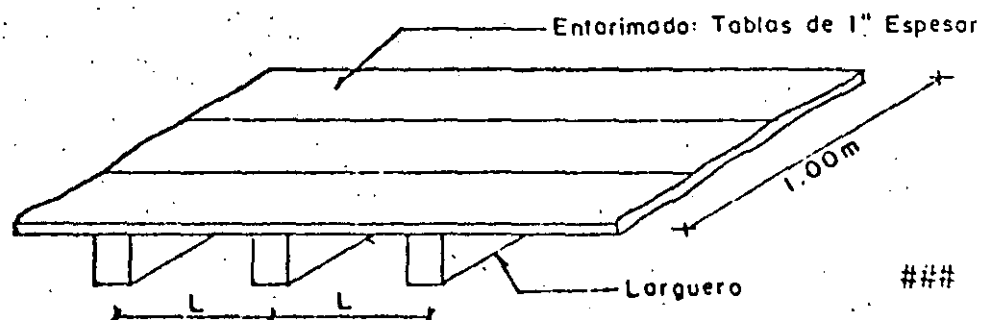
1. - Cargas de diseño.

Peso propio $2,400 \times 0.20 = 480$

Carga viva * $= \underline{200}$

680 kg/m².

* Puede ser 100 kg/m²., más una carga concentrada de 100 kg. en el lugar más desfavorable.



-31-

2.- Entarimado. usar tablonos de 1" de espesor.

El espesor efectivo de tablas de 1" es $25/32"$ ($\sim 2.00\text{cm}$)

Considerando una franja de 1.00 m. de ancho.

$$I = \frac{100 \times 2^3}{12} = 66.67 \text{ cm}^4.$$

$$S = \frac{bh^2}{6} = \frac{100 \times 2^2}{6} = 66.67 \text{ cm}^3.$$

Por flexión.

$$l_{\text{max}} = 0.32 \sqrt{\frac{f s}{w}} = 0.32 \sqrt{\frac{120 \times 66.67}{680}} = 1.10 \text{ m}$$

$$f = 196 \times \gamma = 196 \times 0.6 \approx 120 \text{ kg/m}^2.$$

Por flecha.

$$l_{\text{max}} = 0.033 \sqrt[3]{\frac{EI}{w}}$$

$$E = 196,000 \gamma = 196,000 \times 0.6 = 117,600$$

$$l_{\text{max}} = 0.033 \sqrt[3]{\frac{117,600 \times 66.67}{680}} = 0.75 \text{ m}.$$

Se usarán largueros @ 0.75 m lo cual nos dá 6 espaciamentos de $0.75 = 4.50 \text{ m}$. de ancho del tablero.

3.- Dimensionamiento de largueros y espaciamento de vigas mdrinas.

Suponiendo que se tienen a la mano largueros de 2 x 4.

$$I = 365.23 \text{ cm}^4.$$

$$S = 71.61 \text{ cm}^3.$$

$$\text{Carga en largueros} = 680 \times 0.75 = 510 \text{ kg/m.}$$

$$\text{Por flexión.} \quad l_{\max} = 0.32 \sqrt{\frac{f s}{w}} = 0.32 \sqrt{\frac{120 \times 71.61}{510}}$$

$$l_{\max} = 1.31 \text{ m.}$$

$$\text{Por flecha.} \quad l_{\max} = 0.033 \sqrt[3]{\frac{EI}{w}}$$

$$l_{\max} = 0.033 \sqrt[3]{\frac{117\,600 \times 365.23}{510}}$$

$$l_{\max} = 1.45 \text{ m.}$$

$$\text{Por corte.} \quad l_{\max} = 23.33 \frac{bh}{w} = \frac{23.33 \times 4.13 \times 10.2}{510}$$

$$= 1.92 \text{ m.}$$

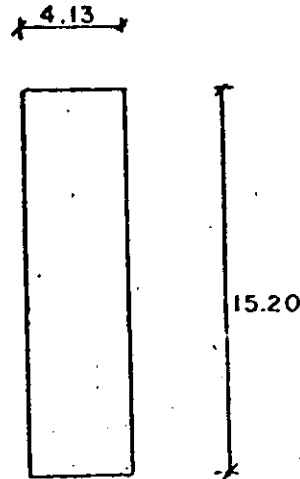
$$\Rightarrow l_{\max} = 1.31 \text{ por flexión.}$$

Dado que el tablero mide 4.50 se usarán 4 claros de 1.125 m. que será el espaciamiento de las vigas madres.

4.- Dimensionamiento de vigas madres y espaciamiento de puntales.

Probar madres de 2 x 6 pulgadas.

-33-



$$I = \frac{4.13 \times 15.20^3}{12} = 1208.65 \text{ cm}^4.$$

$$S = \frac{I}{h/2} = \frac{1208.65}{7.60} = 159 \text{ cm}^3.$$

$$w \text{ equivalente} \approx 680 \times 1.125 = 765 \text{ kg/m}.$$

Por flexión.

$$l_{\max} = 0.32 \sqrt{\frac{f s}{w}} = 0.32 \sqrt{\frac{120 \times 159}{765}} = 1.60$$

Por flecha.

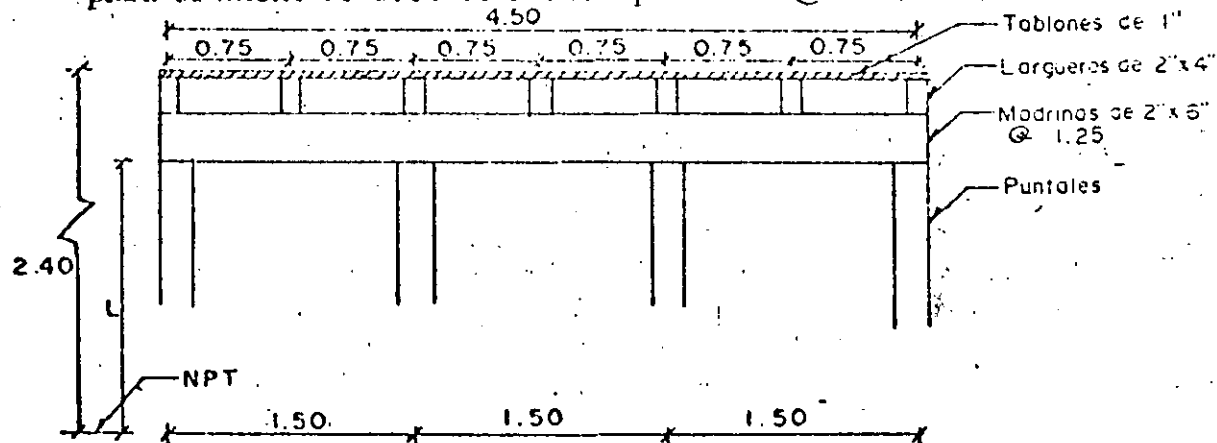
$$l_{\max} = 0.033 \sqrt[3]{\frac{EI}{w}} = 0.033 \sqrt[3]{\frac{117600 \times 1208}{765}} = 1.88$$

Por corte.

$$l_{\max} = 23.33 \frac{bh}{w} = 23.33 \times \frac{4.13 \times 15.2}{765} = 1.91$$

$$\Rightarrow l_{\max} = 1.60 \text{ m}.$$

para el ancho de 4.50 se usarán puntales @ 1.50 m.



se adopta esta distribución.

-34-

5.- Cálculo de los puntales.

$$\text{Area tributaria} = 1.50 \times 1.125 = 1.6875 \text{ m}^2.$$

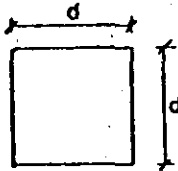
$$\text{carga} = \frac{680 \text{ kg/m}^2}{1}$$

$$P = 1.147.50 \text{ kgs.}$$

Esfuerzo admisible a compresión paralelo a la fibra.

$$f_c = 143.5 \gamma = 143.5 \times 0.6 = 86 \text{ kg/cm}^2.$$

Probar puntales 3 x 3 pulgadas.



$$d = 2 \frac{5}{8}'' = 6.67 \text{ cm.}$$

$$A = 6.67^2 = 44.46 \text{ cm}^2.$$

Revisión por esbeltez.

$$l = 240 - 28 = 212 \text{ cm.}$$

$$\frac{l}{d} = \frac{212}{6.67} = 32$$

Esfuerzo admisible a compresión corregido por esbeltez.

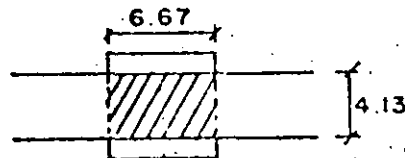
$$C = f_c \left(\frac{550}{(l/d)^2} \right) = 46.20 \text{ kg/cm}^2.$$

Compresión admisible de puntal 3" x 3"

$$P_{ad} = 46.20 \times 44.46 = 2054 \text{ kg} > 1147.50$$

6.- Revisión de esfuerzos de compresión en apoyos.

Apoyo de viga madrina en puntal:



$$\text{Area de apoyo} = 4.13 \times 6.67$$

$$= 27.55 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Esf. admisible } \perp \text{ a la fibra} \\ = 54.20 \times 0.6 = 32.52 \text{ kg/cm}^2$$

###

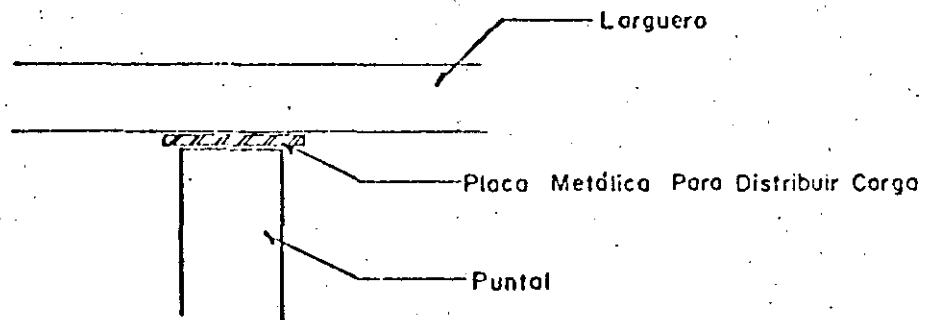
-35-

$$f = \frac{1147.50}{27.55} = 41.55 \text{ no pasa}$$

$$\text{Area requerida} = \frac{1147.50}{32.52} = 35.28 \text{ cm}^2.$$

Usar placa metálica de 2 x 4 (5.08 x 10.2 cm)

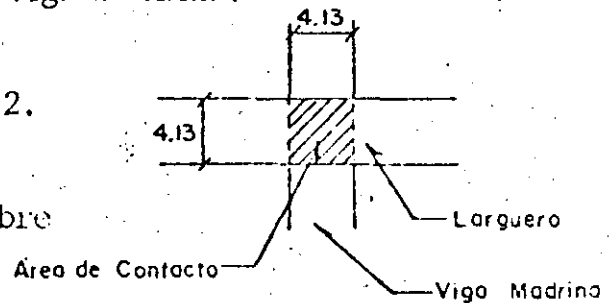
$$A = 4.13 \times 10.2 = 42.12 \text{ cm}^2.$$



Apoyo de larguero en viga madrina.

$$A = 4.13^2 = 17.06 \text{ cm}^2.$$

Carga de larguero sobre
viga madrina:



$$C = (680 \times 0.75) \times 1.125 = 573.75 \text{ kg.}$$

$$f = \frac{573.75}{17.06} = 33.63 \text{ kg/cm}^2.$$

Se considerará aceptable pues según reglamento:

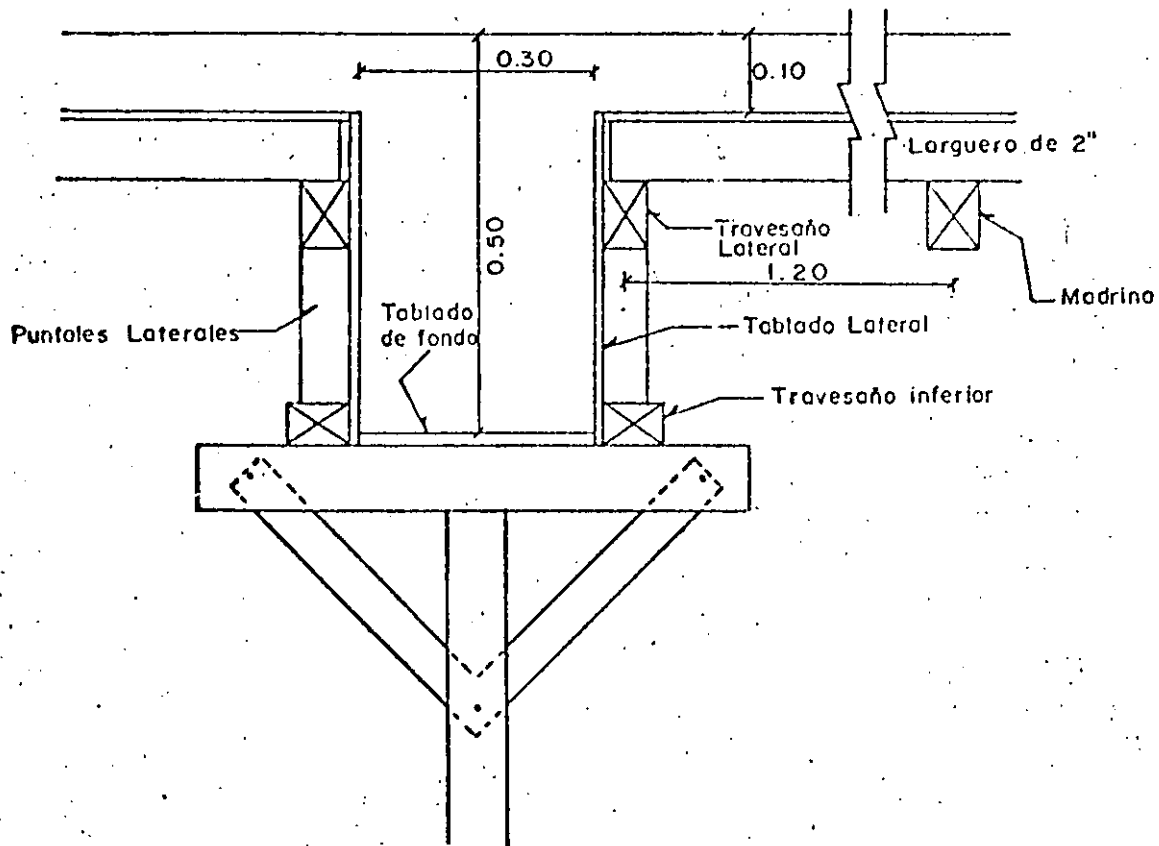
" sobre apoyos menores de 15 cm. de longitud localizados a 7 cm. ó más del extremo de una pieza, el esfuerzo permisible a compresión perpendicular a la fibra puede incrementarse por el factor.

-36-

$$\frac{L + 1 \text{ cm.}}{L} = \frac{4.13 + 1}{4.13} = 1.24$$

$$\text{fad} = 32.52 \times 1.24 = 40.3 \text{ kg} > 33.63$$

DISEÑO DE UNA CIMBRA PARA TRABE



La cimbra para la viga de 0.30 x 0.50 mostrada se usará varias veces.

El concreto será de peso volumétrico normal (2400kg/m³) se usará madera de pino de la. con una densidad de 0.6

###

1.- Tablado de Fondo.

Cargas que soporta:

Carga muerta= 0.30 x 0.50 x 2,400 = 360

Carga viva= 0.30 x 200 = 60

420kg/m.

Se usará tablón de 1 1/2" de espesor nominal.

el espesor efectivo es 1 5/16" = 3.33 cm.

b x h = 30 x 3.33 = 99.9 cm2.

S = bh^2 / 6 = (30 x 3.33^2) / 6 = 55.44 cm3.

I = bh^3 / 12 = (30 x 3.33^3) / 12 = 92.32 cm4.

Por flexión: f = 196 Y ≈ 120 kg/cm2.

l max = 0.32 * sqrt(f s / w) = 1.27 m.

Por flecha. E = 196,000 Y = 117 600 kg/cm2.

l max = 0.033 * cube root of (E I / w) = 0.98 m.

Por corte.

l max = 23.33 * (b h / w) = 5.5 m.

Se usarán apoyos @ 1.00 m.

2.- Tablado Lateral.

El tablado lateral y el travesaño inferior que soportan las presiones laterales se calculan en forma similar a el --

-38-

caso de cimbra para muro. Se supondrá que triplay de 3/4" y travesaño inferior de 2 x 4 pulgs. resultaron adecuados. A razón de 1.00 de espaciamiento de puntales, que resultó por el tablado de fondo se pondrán también los puntales laterales que bajan las cargas de los largueros de la losa a través del travesaño lateral.

Cálculo del travesaño lateral:

Cargas en la losa: peso propio concreto 240 kg/m².

$$\begin{array}{r} \text{carga viva} \\ \hline 200 \\ \hline 440 \end{array}$$

Cargas en travesaño = $440 \times \frac{1.20}{2} = 264 \text{ kg/m.}$

Por flexión.

$$S = \frac{10 w l^2}{f} = \frac{10 \times 264 \times 1^2}{120} = 22 \text{ cm}^3.$$

Por flecha.

$$\frac{1}{360} = \frac{w l^4}{128 I} \times 10,000$$

$$I = \frac{360 w l^3}{128 E} \times 10,000$$

$$I = \frac{360 \times 264 \times 1^3}{128 \times 117600} \times 10,000 = 63.14 \text{ cm}^4.$$

##

Por corte.

$$bh = \frac{wl}{23.33} = \frac{264 \times 1}{23.33} = 11.32 \text{ cm}^2.$$

usar 2" x 4"

$$b \times h = 4.13 \times 10.2 = 42.13$$

$$I = \frac{4.13 \times 10.2^3}{12} = 365$$

$$S = \frac{bh^2}{6} = \frac{4.13 \times 10.2^2}{6} = 71.61$$

3.- Cálculo de puntales principales.

Determinando la carga total sobre estos puntales tenemos:

Por carga de trabe:

$$420 \text{ kg/m} \times 1.00 = 420$$

Por losas:

$$2 \times 264 \times 1.00 = \frac{528}{948 \text{ kg.}}$$

Deberá diseñarse un puntal para una carga de 948 kg. tomando en cuenta la esbeltez que tenga en función de su altura.

-40-

DISEÑO DE UNA CIMBRA PARA COLUMNA.

Sección de columna 0.45 x 0.45 m.

Altura de columna 3.50 m (\approx 12 pies)Colado en una hora a temperatura 15°C (\approx 60°F)

La cimbra se usará varias veces.

1. - Presión lateral (según fórmula ACI)

$$p = 150 + \frac{9000 R}{T}$$

P; lb/pie².

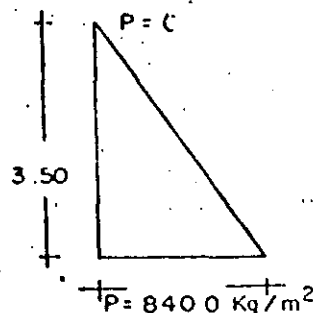
R: pies/hr.

T: °F.

$$R = 12 \text{ pies/hr.}$$

$$P = 150 + \frac{9000 \times 12}{60} = 1950 \text{ lb/pie}^2 (\approx 9580 \text{ kg/m}^2)$$

$$P_{\text{max}} = \gamma h = 2400 \text{ kg/m}^3 \times 3.50 \text{ m} = 8400 \text{ kg/m}^2.$$



2. - Espaciamiento de yugos ó abrazaderas, colocando el

primer yugo a 15 cm. de la base:

$$P = 8400 \times \frac{3.35}{3.50} = 8040 \text{ kg/m}^2.$$

##

usando tablas de 1 pulgada (espesor efectivo= 25/32"

= 1.98 cm)

bh = 45 x 1.98 = 89.1 cm2.

S = bh^2 / 6 = 45 x 1.98^2 / 6 = 29.40 cm3.

I = bh^3 / 12 = 45 x 1.98^3 / 12 = 29.11cm4.

Para P1 = 8040 kg/m2.

l flexión = 0.32 √(fs/w)

l flecha = 0.033 √(EI/w)

l corte = 23.33 bh/w

con Y = 0.6 en madera

w = 8040 x 0.45 = 3618 kg/m.

l flexión = 0.32 m.

l flecha = 0.32 m.

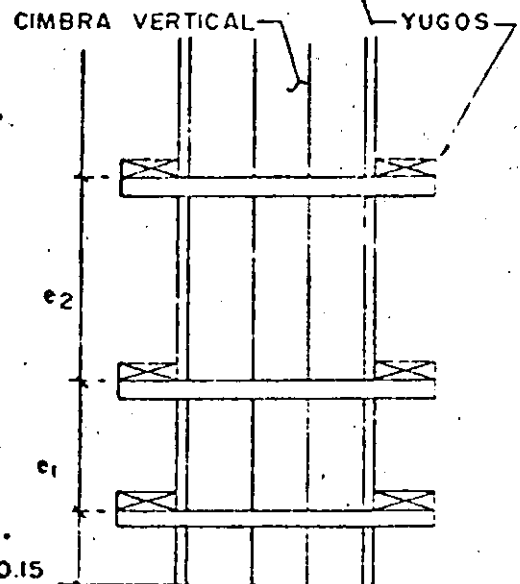
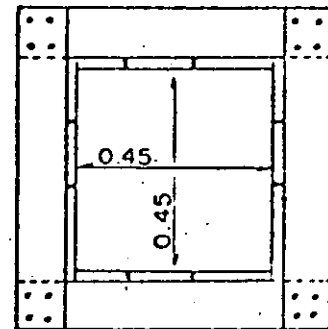
l corte = 0.57 m.

usar e1 = 0.30 m.

Presión a 0.45 m. de la base.

P2 = 8400 x (3.50 - 0.45) / 350 = 7320 kg/ m2.

w = 7320 x 0.45 = 3294 kg/m.



l flexión = 0.33

l flecha = 0.33 usar e₂ = 0.30

l corte = 0.63

P₃ = 8400 x $\frac{3.50 - 0.75}{3.50}$ = 6600 kg/m².

w = 6600 x .45 = 2970 kg/m.

l flexión = 0.35

l flecha = 0.35 usar e₃ = 0.35

l corte = 0.70

P₄ = 8400 x $\frac{3.50 - 1.10}{3.50}$ = 5760 kg/m².

w = 5760 x .45 = 2592 kg/m.

l flexión = 0.37

l flecha = 0.36 ⇒ e₄ = 0.35

P₅ = 8400 x $\frac{3.50 - 1.45}{3.50}$ = 4920 kg/m².

w = 4920 x .45 = 2214kg/m.

l flexión = 0.40

l flecha = 0.38 ⇒ e₅ = 0.35

P₆ = 8400 x $\frac{3.50 - 1.80}{3.50}$ = 4080 kg/m².

w = 4080 x 0.45 = 1836 kg/m.

l flexión = 0.44

l flecha = 0.41 ⇒ e₆ = 0.40

$$P_7 = 8400 \times \frac{3.50 - 2.20}{3.50} = 3120 \text{ kg/m}^2.$$

$$w = 3120 \times 0.45 = 1404 \text{ kg/m.}$$

$$l \text{ flexión} = 0.51$$

$$\Rightarrow e_7 = 0.40$$

$$l \text{ flecha} = 0.44$$

$$P_8 = 8400 \times \frac{3.50 - 2.60}{3.50} = 2160 \text{ kg/m}^2.$$

$$w = 2160 \times 0.45 = 972 \text{ kg/m.}$$

$$l \text{ flexión} = 0.61$$

$$\Rightarrow e_8 = 0.50$$

$$l \text{ flecha} = 0.50$$

$$P_9 = 8400 \times \frac{3.50 - 3.10}{3.50} = 960 \text{ kg/m}^2.$$

$$w = 960 \times 0.45 = 432 \text{ kg/m.}$$

$$l \text{ flexión} = 0.91$$

$$l \text{ flecha} = 0.65$$

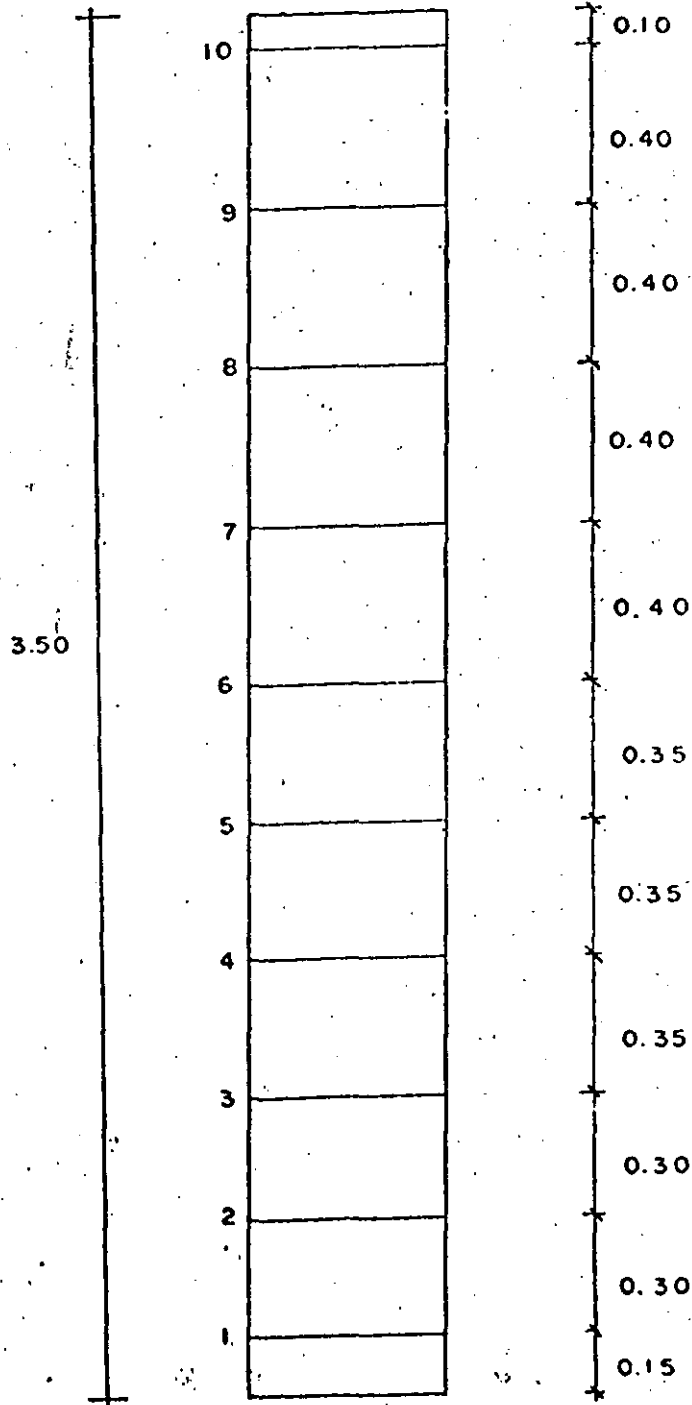
3. - Diseño de Yugos.

Los elementos que forman los yugos estarán trabajando a flexo tensión. Deberán proporcionarse de tal forma que:

$$\frac{P}{A} + \frac{M}{S} \leq f_m$$

###

Se usará la siguiente distribución de yugos.



donde:

P: Fuerza axial (kgs)

A : Area de la sección transversal (cm²)

M : Momento flexionante (kg-cm)

S : Módulo de sección (cm³)

para yugo 2.

$$P_2 = 7320 \text{ kg/m}^2.$$

$$q = 7320 \times 0.30 = 2196 \text{ kg/m} \quad P = \frac{2196 \times 0.45}{2} = 494 \text{ kg.}$$

$$M = \frac{q l^2}{10} = \frac{2196 \times 0.45^2}{10} = 44.47 \text{ kg-m} = 4447 \text{ kg-cm.}$$

$$S \text{ requerida} = \frac{M}{f} = \frac{4447}{120} = 37 \text{ cm}^3.$$

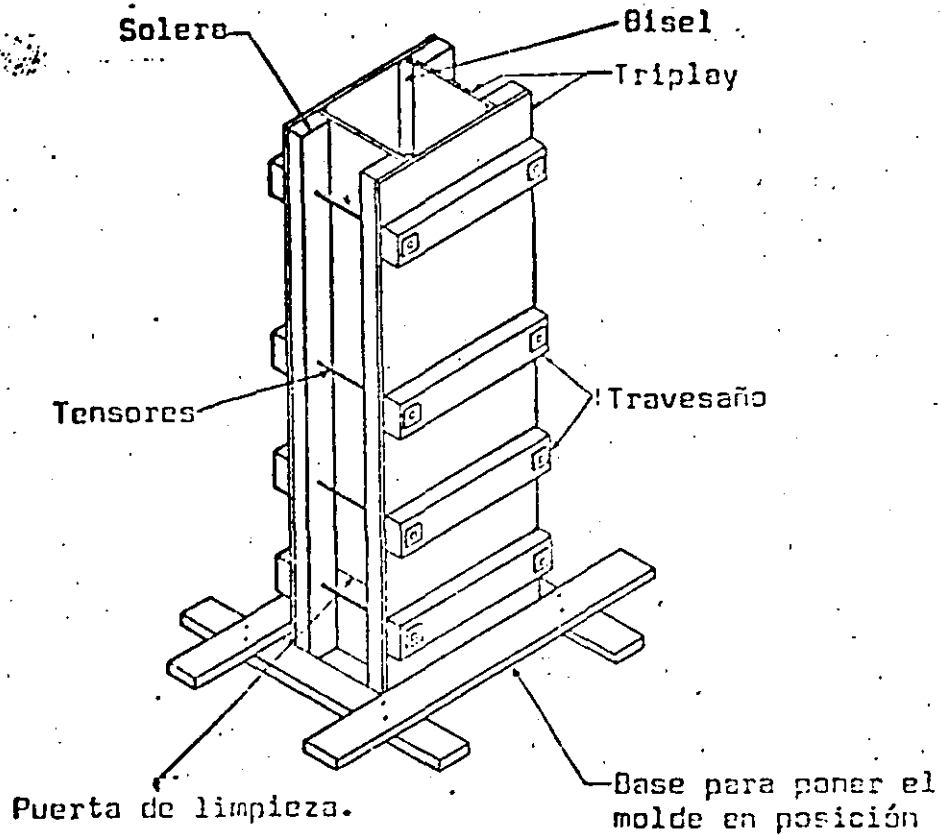
Probar tira 1 1/2" x 4" (espesor efectivo 1 5/16"=3.33cm)

$$A = 3.33 \times 10.2 = 33.97 \text{ cm}^2.$$

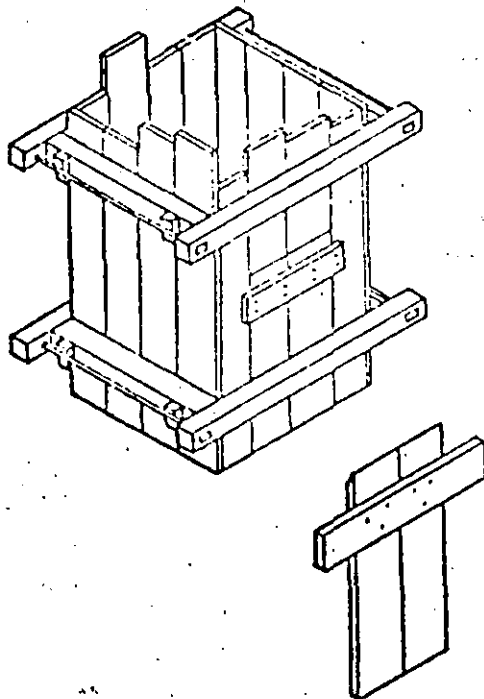
$$S = \frac{bh^2}{6} = \frac{3.33 \times 10.2^2}{6} = 57.74$$

$$\frac{P}{A} + \frac{M}{S} = \frac{494}{33.97} + \frac{4447}{57.74} = 14.54 + 77.01 = 91.55$$

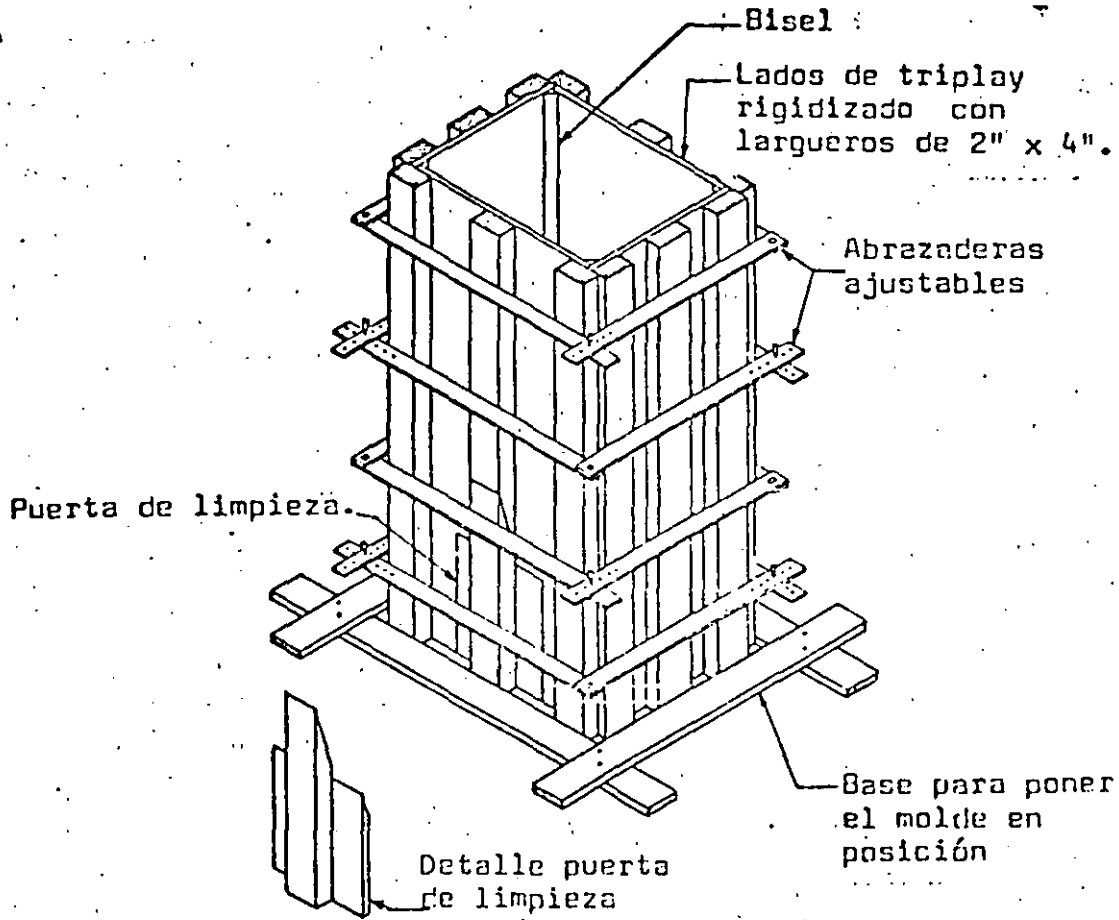
$$f_m = 196 \times 0.6 = 196 \times 0.6 = 120 \text{ kg/cm}^2.$$



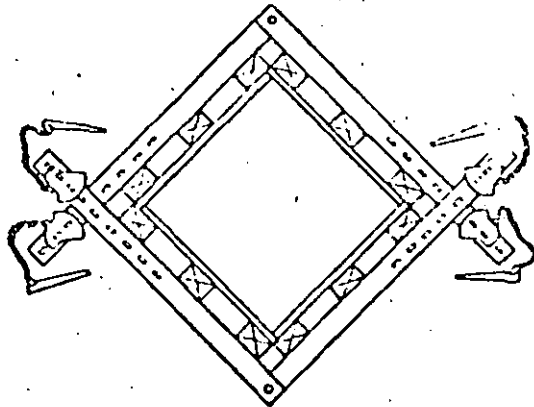
Cimbra típica para columnas ligeras.



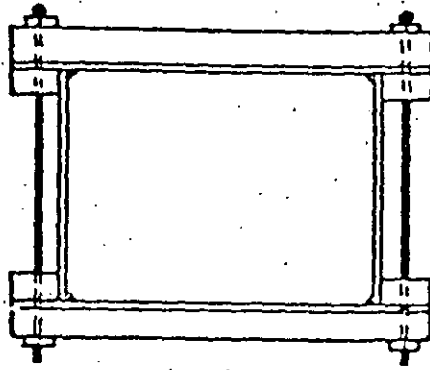
Cimbra típica para columnas con puerta de limpieza.



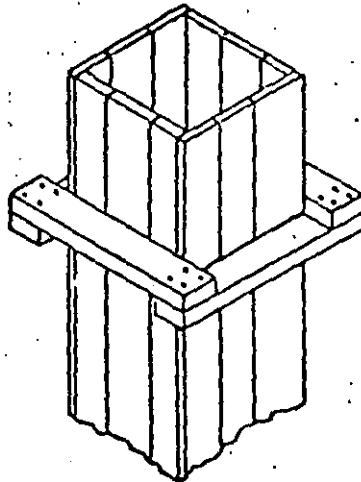
Cimbra típica para columnas



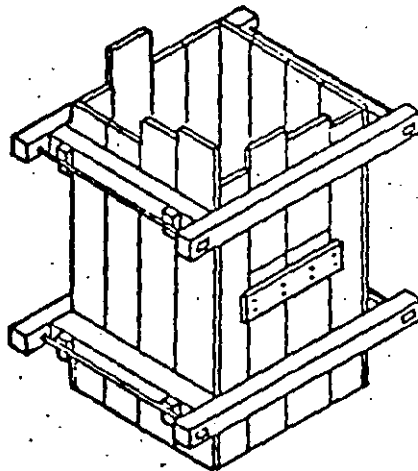
Triplay y yugos metálicos



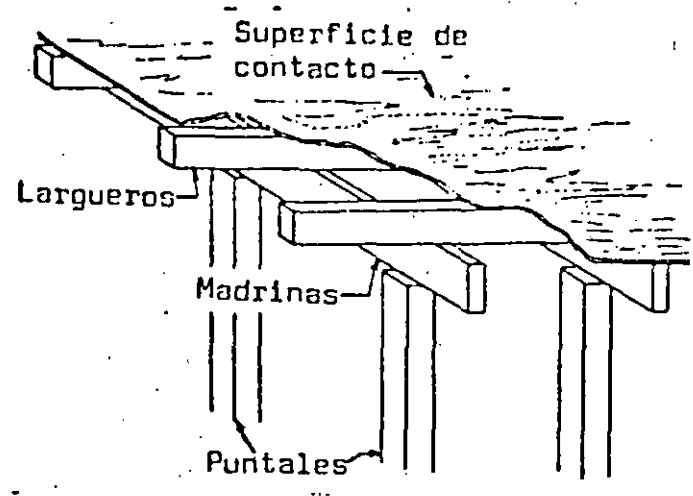
Triplay con yugo combinado
de madera y pernos



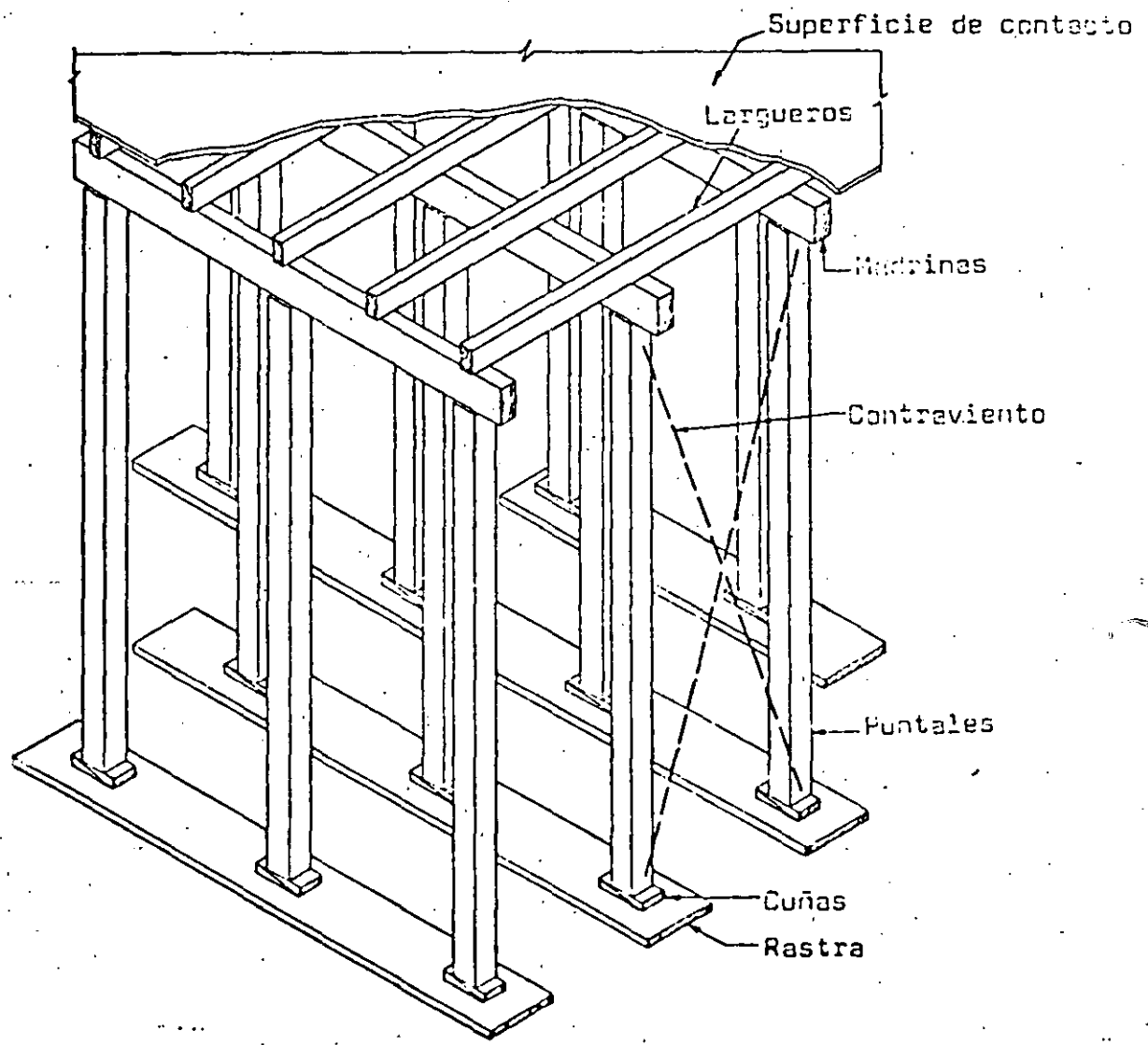
Cimbra de Columnas
Duela de Madera con
Yugos de madera



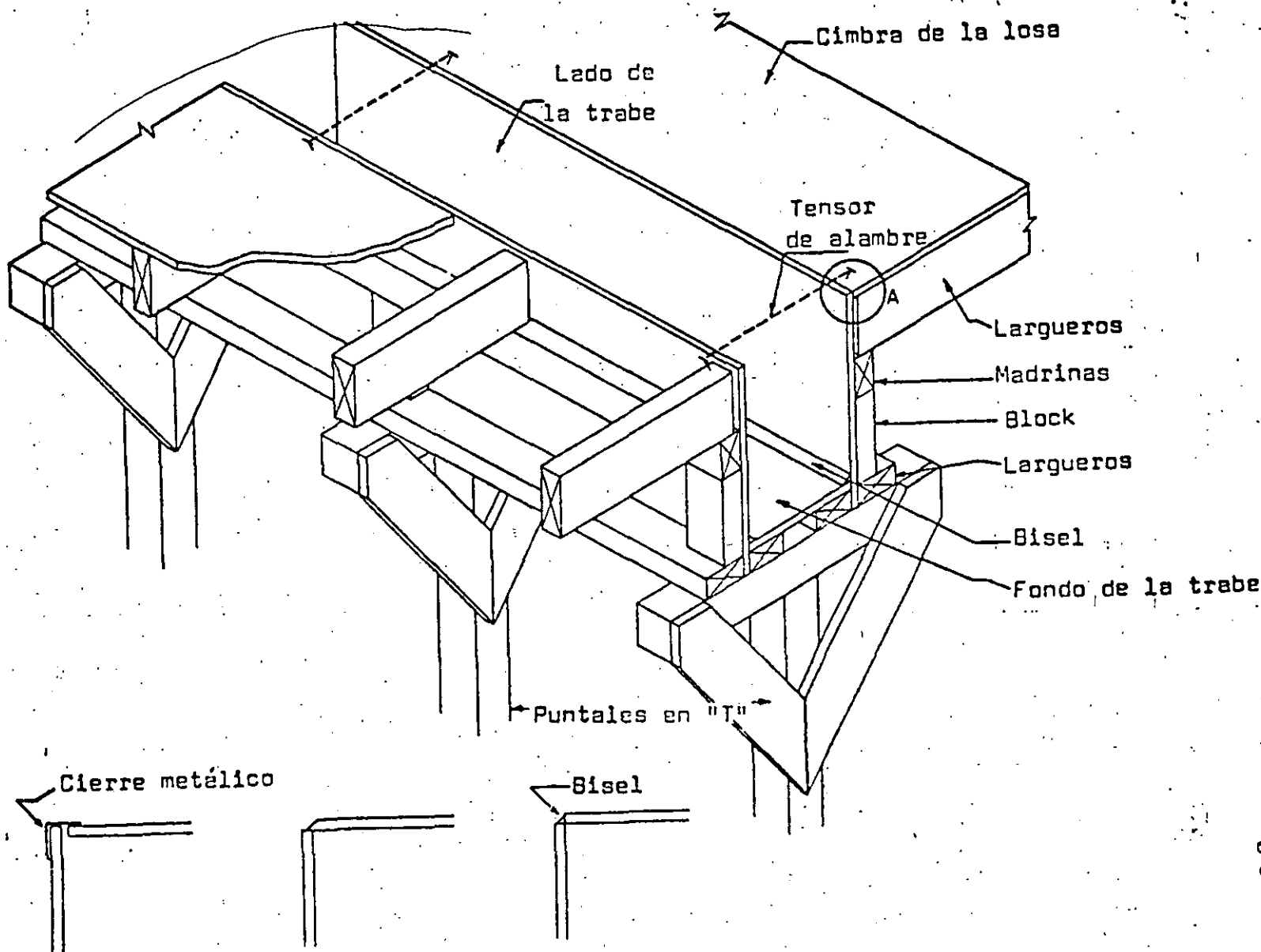
Duela de madera con
yugos combinados de
madera y pernos.



Cimbra típica de losa



Componentes típicos para cimbra de losas.



Diferentes maneras de resolver las esquinas

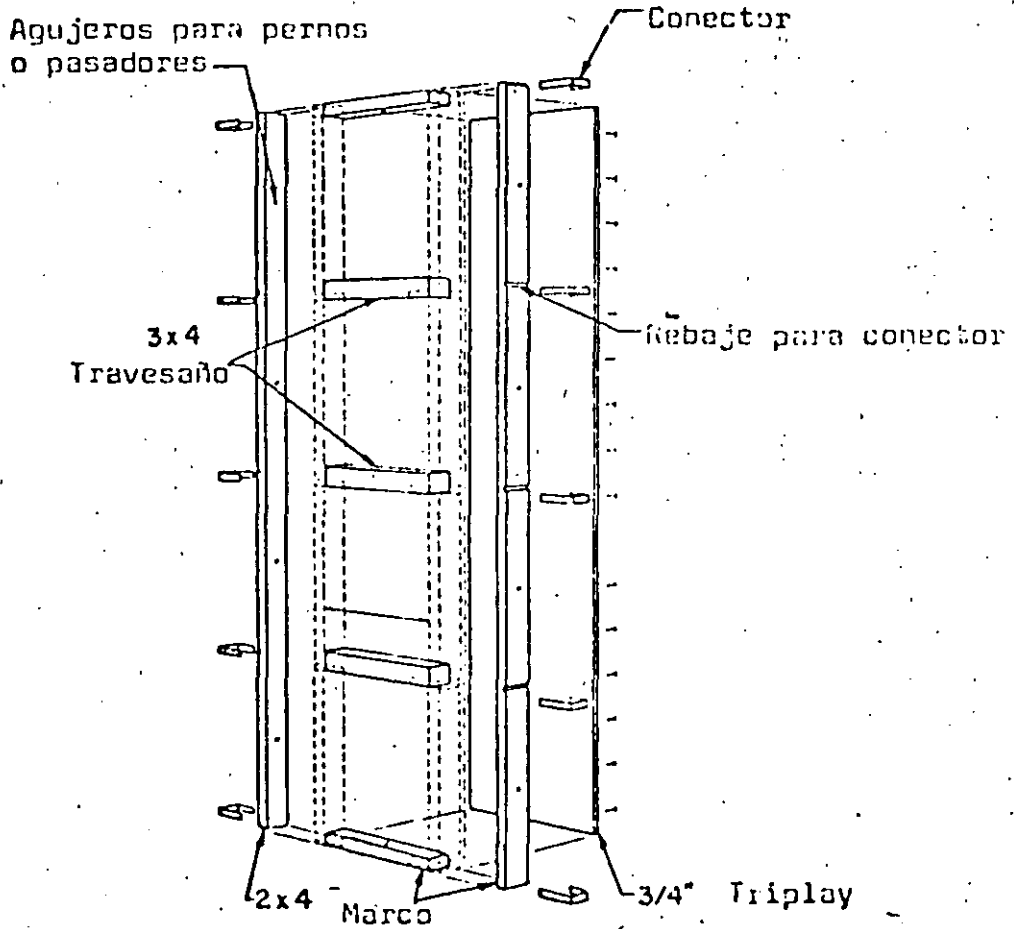
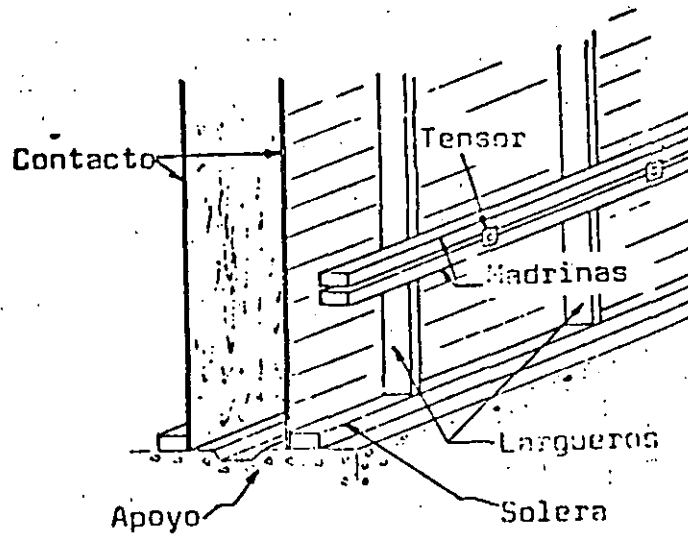
Arreglo típico de cimbra para trabe y losa

50

50

es

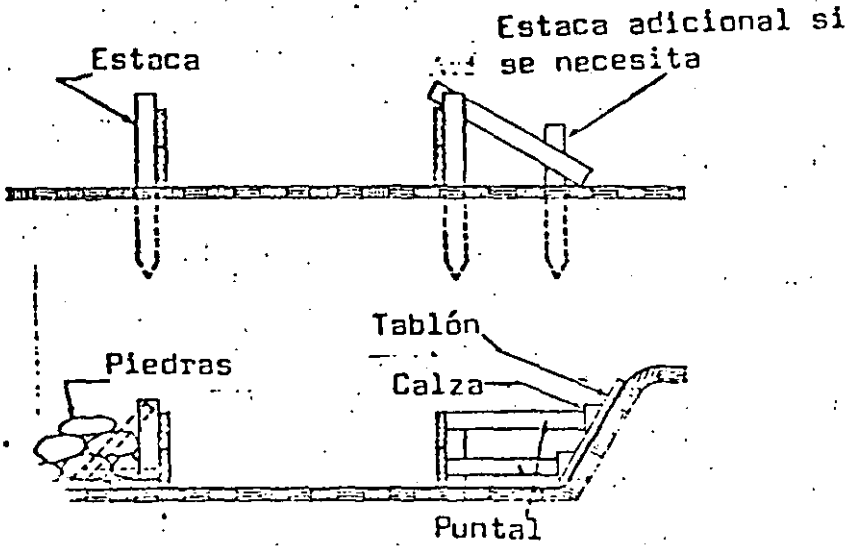
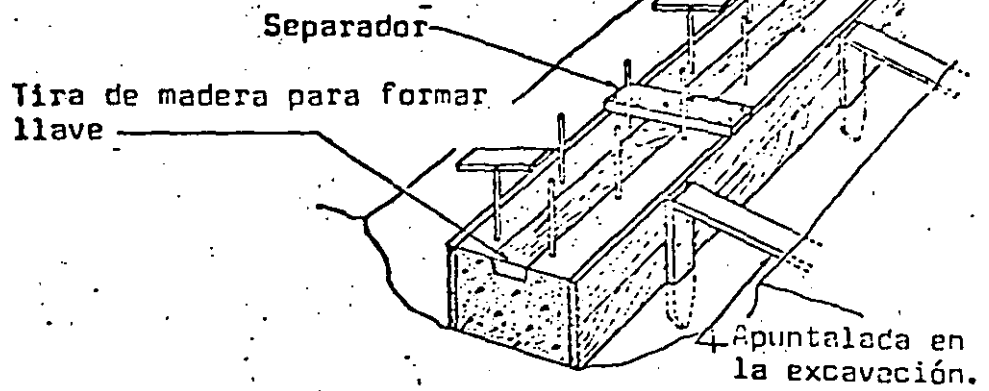
Cimbra típica de muro



Ensamble típico de cimbra de muro

53

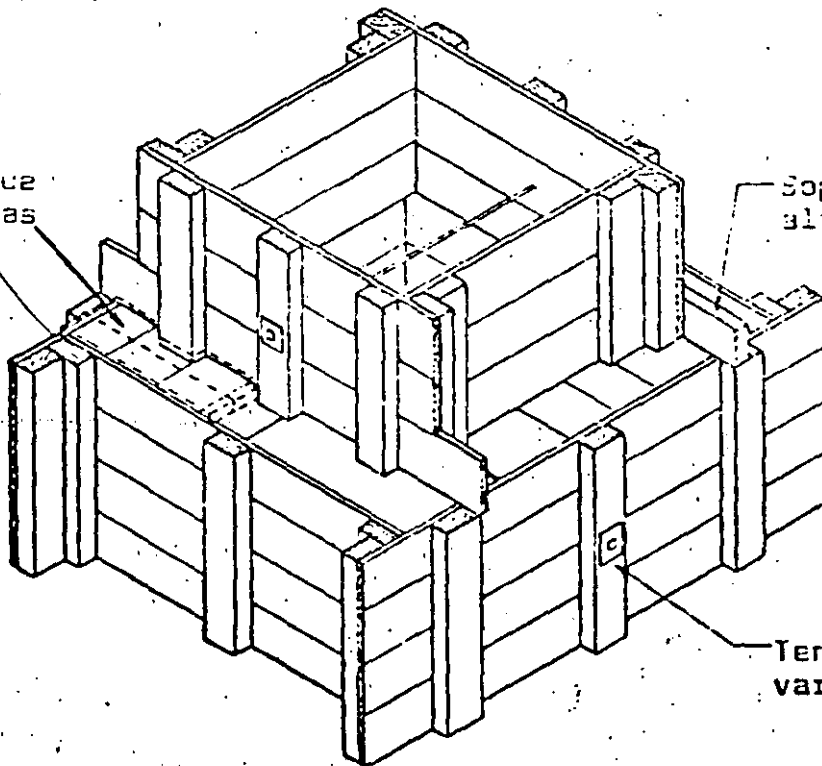
52

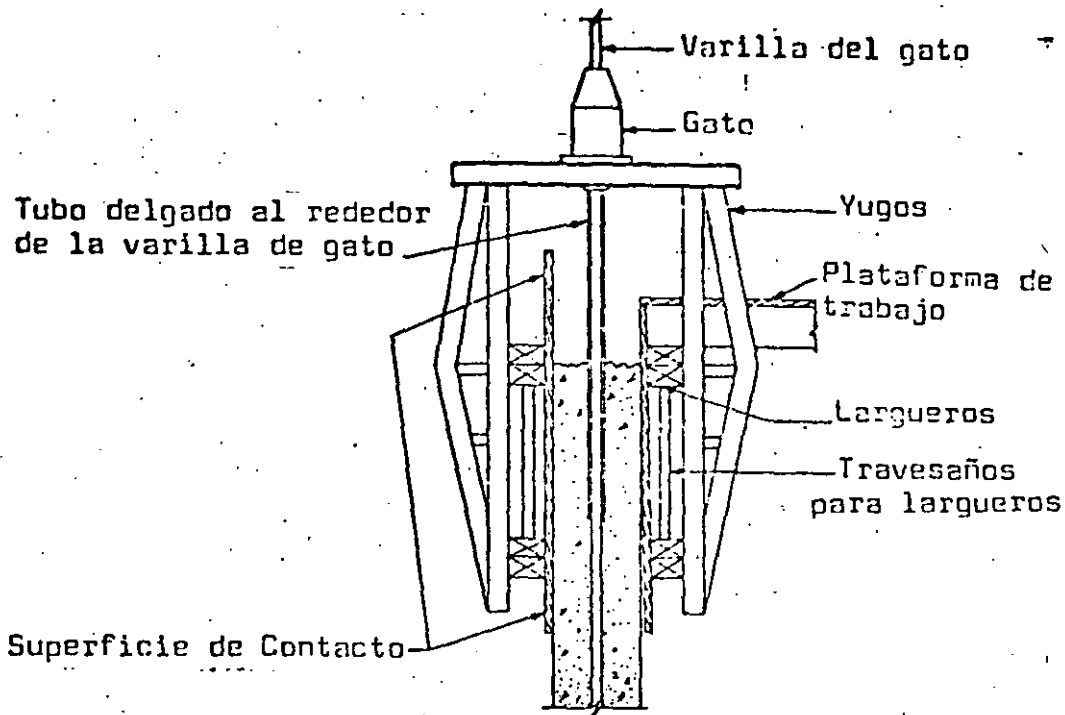


Varias alternativas para zapatas delgadas. Más gruesas pueden requerir tensores

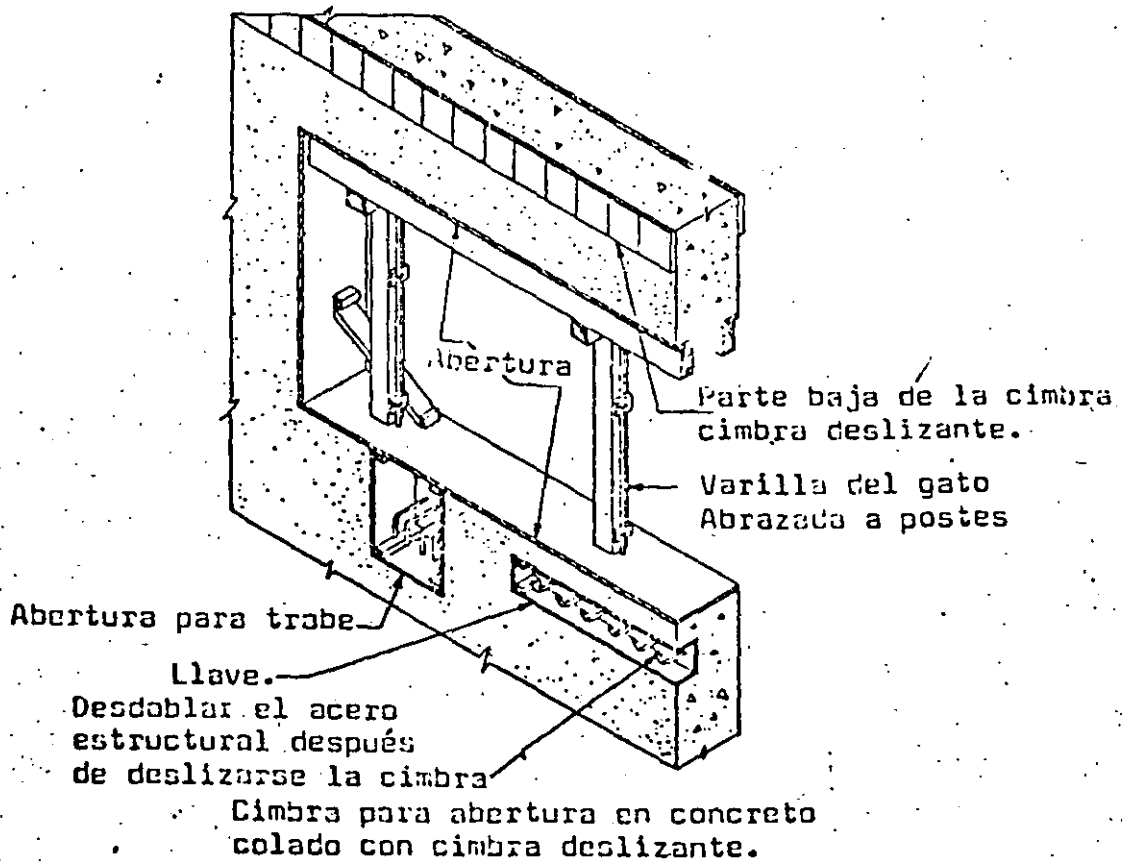
Cimbra para zapata y dado

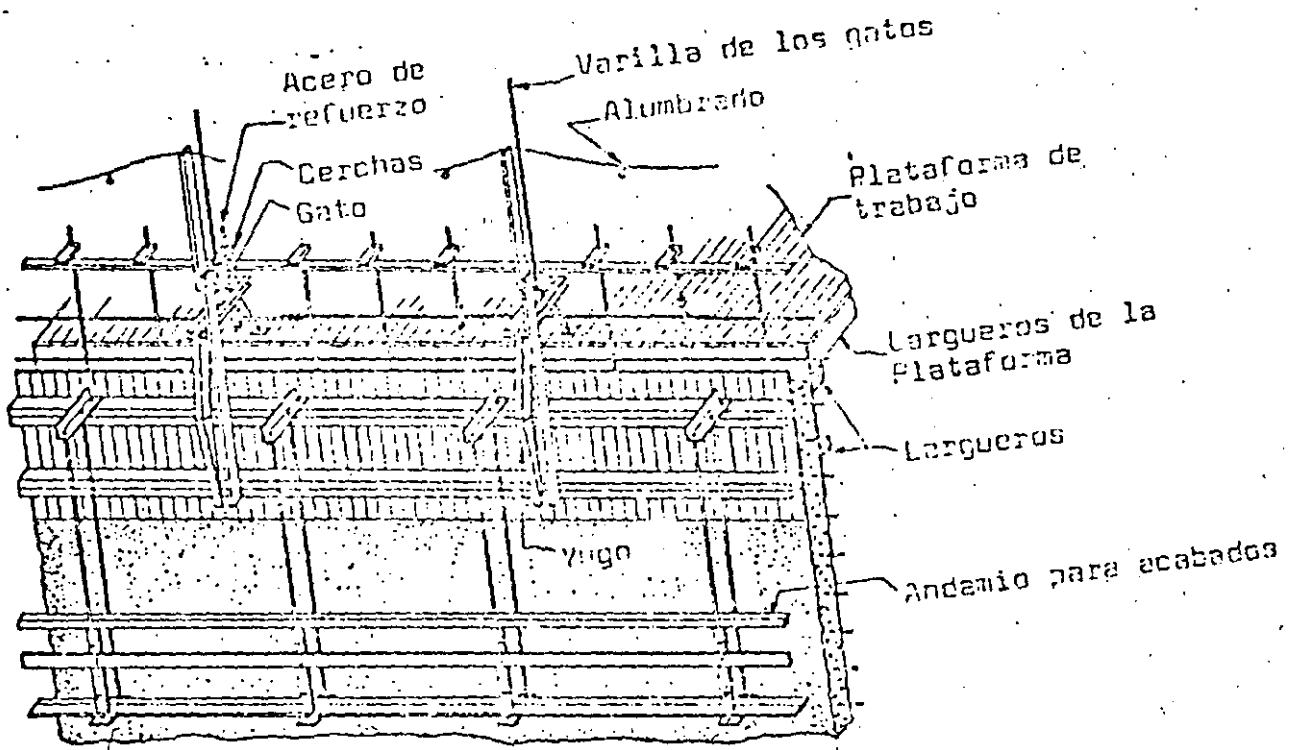
Formas superiores que pueden ser requeridas





Sección Transversal de cimbra deslizante

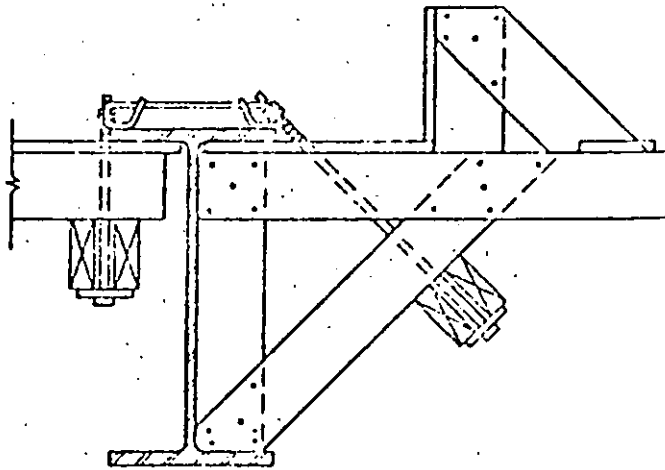




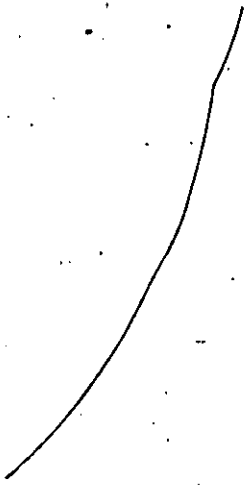
Cimbra deslizante típica

56

55



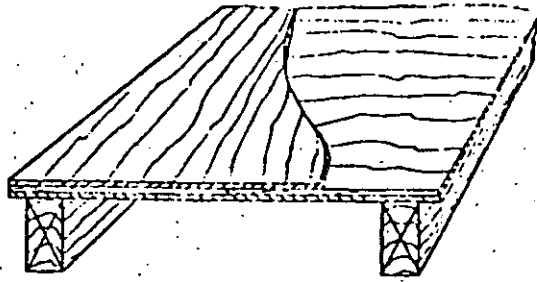
Marco colgado con tensor
inclinado para volado en
viga metálica.



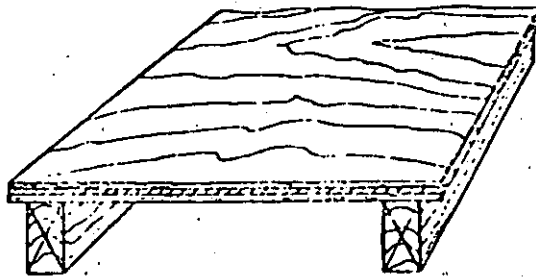
56

57

56



Triplay usado en la dirección más resistente.



Triplay usado en la dirección menos resistente.

TABLA 4-3

58

Hoja de triplay pu- lido. Espesor neto. mm	No. de capas. No.	Espesor de las capas (nominal)			1 cm. de ancho con la veta visible paralela al claro.			1 cm. de ancho con la veta visible perpendi- cular al claro.			Peso Aproximado (kg)	
		Externas mm	Interiores mm	Central mm (para 5 y 7 capas)	Area de la sec- ción trans- versal cm ²	Momen- to de inercia cm ⁴	Módu- lo de sec- ción cm ³	Area de la sec- ción trans- versal cm ²	Momen- to de inercia cm ⁴	Módu- lo de sec- ción. cm ³	Hoja de 1.22 x 2.44	100 m ²
3.20	3	1.60	1.60		0.16	0.0023	0.0145	0.1575	0.0003	0.0041	7.2640	244.00
4.75	3	2.12	2.12		0.26	0.0081	0.0343	0.2100	0.0008	0.0074	9.080	305.00
6.35	3	2.82	2.82		0.35	0.1944	0.0612	0.2793	0.0019	0.0132	11.350	381.00
9.50	3	3.20	4.80		0.47	0.0626	0.1321	0.4725	0.0089	0.0378	16.344	549.00
9.50	5	2.54	2.12	2 2.12	0.53	0.0512	0.1079	0.4200	0.0204	0.0644	16.344	549.00
12.70	5	3.20	3.20	2 2.54	0.76	0.1259	0.1987	0.5040	0.0440	0.1071	22.246	747.00
15.90	5	3.20	4.80	2 3.20	0.95	0.2271	0.2867	0.6300	0.1048	0.1890	26.332	885.00
19.00	5	3.20	4.80	2 4.80	0.95	0.3413	0.3598	0.9450	0.2325	0.3265	32.234	1083.00
19.00	7	3.20	2 2.12	3 3.20	0.95	0.3889	0.4097	0.9450	0.1849	0.2701	32.234	1083.00
22.20	7	3.20	2 4.00	3 3.20	1.27	0.5807	0.5241	0.9450	0.3305	0.3796	37.682	1266.00
25.40	7	3.20	2 3.20	3 4.80	1.11	0.7344	0.5799	1.4175	0.6256	0.6073	43.584	1464.00
28.60	7	3.20	2 4.80	3 4.80	1.42	1.0485	0.7362	1.4175	0.8881	0.7491	48.578	1632.00

58

57



RADIO MINIMO DE DOBLADO PARA TRIPLAY

TABLA 4-4

Espesor		Curva perpendicular a la veta	Curva paralela a la veta
pulg.	mm.		
1/4	6	38.10	60.96
3/8	10	91.44	137.16
1/2	13	182.88	243.84
5/8	16	243.84	304.80
3/4	19	304.80	365.76



CARGA VERTICAL PARA DISEÑO DE CIMBRAS DE LOSAS.

TABLA 5-1

Espesor de losa (cm)	7.5	10	12.5	15	17.5	20	22.5	25.0	27.5	30.5
Concreto de 1600kg/m ³	370	410	450	490	530	570	610	650	690	738
Concreto de 2000kg/m ³	400	450	500	550	600	650	700	750	800	860
Concreto de 2400kg/m ³	430	490	550	610	670	730	790	850	910	982

Carga viva de 250 kg/m². Esta carga es válida para colados comunes. Si se usan carritos motorizados (vogues) para transporte de concreto deberá incrementarse a 500 kg/m².

60

59

07



DE CIMBRAS DE MUROS.

TABLA 5-2.

Velocidad vertical de colado (m/h)	Máxima presión lateral (kg/m ²) para la temperatura indicada					
	32°C	27°C	21°C	15°C	10°C	5°C
.30	1220	1280	1355	1465	1610	1830
.60	1710	1830	1985	2195	2490	2930
.90	2195	2380	2615	2930	3365	4025
1.20	2685	2930	3240	3660	4245	5125
1.50	3170	3475	3870	4390	5125	6220
1.80	3660	4025	4495	5125	6000	7320
2.10	4150	4575	5125	5855	6880	8420
2.45	4300	4750	5320	6080	7155	8760
2.75	4450	4920	5515	6310	7425	9100
3.00	4600	5090	5710	6540	7700	9440

NOTA: No se utilicen presiones de diseño mayores, de 10,000

kg/m², ó 2,400 x altura en metros, del concreto fresco

dentro de la forma, la que sea menor.

MAXIMA PRESION HORIZONTAL PARA
DISEÑO DE CIMBRAS DE COLUMNAS.

TABLA 5-3

cm.por hr.						
	32°C	27°C	21°C	15°C	10°C	5°C
.30	1220	1280	1355	1465	1610	1830
.60	1710	1830	1985	2195	2490	2930
.90	2195	2380	2615	2930	3365	4025
1.20	2685	2930	3240	3660	4245	5125
1.50	3170	3475	3870	4390	5125	6220
1.80	3660	4025	4495	5125	6000	7320
2.10	4150	4580	5125	5855	6880	8420
2.40	4635	5125	5750	6590	7760	9515
2.75	5125	5675	6380	7320	8635	10615
3.00	5610	6220	7000	8050	9515	11710
3.35	6100	6775	7630	8785	10395	12810
3.65	6590	7320	8260	9515	11270	13910
3.95	7075	7870	8890	10250	12150	14640
4.25	7565	8420	9515	10980	13030	
4.90	8540	9515	10770	12445	14640	
5.50	9515	10615	12025	13910		
6.10	10490	11710	13280	14640		
6.70	11470	12810	14540			
7.30	12445	13910	14640			
7.95	13420	14640				
8.55	14395					
9.15	14640					

NOTA: No se utilicen presiones de diseño mayores de 15,000 kg/m²,

ó 2400 x altura en metros del concreto dentro de la forma,

la que sea menor.

MINIMA FUERZA LATERAL. PARA DISEÑO DE
CONTRAVENTEO DE CIMBRAS DE LOSAS.

TABLA 5-4

Espesor de la losa(cm)	Carga muerta kg/ m2	Fuerza lateral por metro de losa para el ancho de losa indicada (kg)				
		6.0(m)	12(m)	18(m)	24(m)	30(m)
10	317	148	148	148	153	192
15	439	148	148	160	213	266
20	561	148	148	204	272	340
25	683	148	166	249	332	414
30	805	148	195	293	391	488
35	927	148	225	337	450	562
40	1049	148	255	382	509	636
50	1293	157	314	471	628	784

MINIMA FUERZA LATERAL PARA DISEÑO DE
CONTRAVIENTOS DE CIMBRAS DE MUROS, -
APLICADA EN LA PARTE ALTA DEL MOLDE.

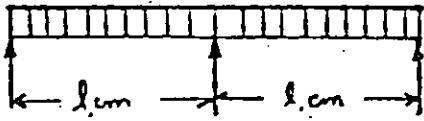
TABLA 5-5

Altura del muro (m)		Fuerza lateral para la presión de viento (prescrita por los códigos) indicada (kg/m)			
		73kg/m ²	98kg/m ²	122kg/m ²	146kg/m ²
(sobre el terreno)					
1.22 ó menos	29.6	44.4	59.2	74.0	88.8
1.83	44.4	66.6	88.8	111.0	133.2
2.44	148.0	148.0	148.0	148.0	148.0
3.05	148.0	148.0	148.0	185.0	222.0
3.66	148.0	148.0	177.6	222.0	266.4
4.27	148.0	155.4	207.2	259.0	310.8
4.88	148.0	177.6	236.4	296.0	355.2
5.49	148.0	199.8	266.4	333.0	399.6
6.10	148.0	222.0	296.0	370.0	444.0
6.70 ó mas	24.4 h.	36.6 h	48.8 h	61.0 h	73.2h

Bajo el terreno

FORMULAS DE VIGAS, APLICABLES EN CIMBRAS

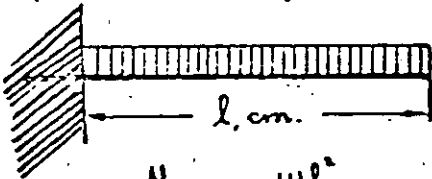
VIGA CONTINUA SOBRE 2 CLAROS IGUALES
CARGA UNIFORME



$$M_{max} = \frac{wl^2}{8}$$

$$\Delta_{max} = \frac{wl^3}{185 EI}$$

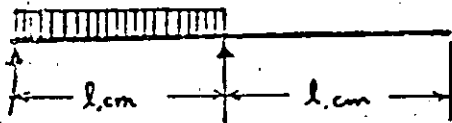
VIGA CANTILIVER (CARGA UNIFORME)



$$M_{max} = \frac{wl^2}{2}$$

$$\Delta_{max} = \frac{wl^4}{8EI}$$

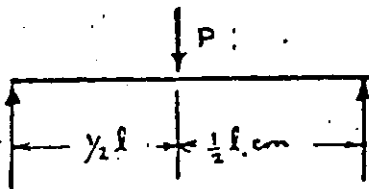
À CON 2 APOYOS SOBRESALIENDO UN EXTRE-
CON CARGA UNIFORME ENTRE APOYOS.



$$M_{max} = \frac{wl^2}{8}$$

$$\Delta_{max} = \frac{5}{384} \frac{wl^4}{EI}$$

VIGA SIMPLEMENTE APOYADA, CON CARGA
CONCENTRADA AL CENTRO.



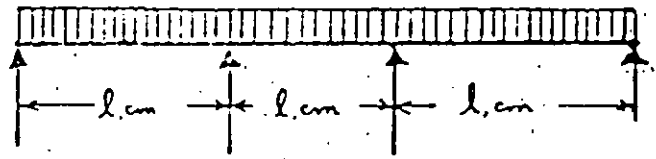
$$M_{max} = \frac{Pl}{4}$$

$$\Delta_{max} = \frac{Pl^3}{48EI}$$

VIGA CONTINUA SOBRE 3 O MÁS CLAROS
CARGA UNIFORME

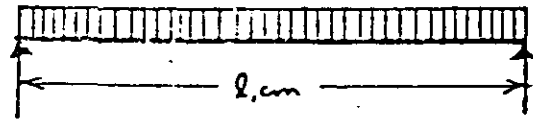
65

65



$$M_{max} = \frac{wl^2}{10}$$

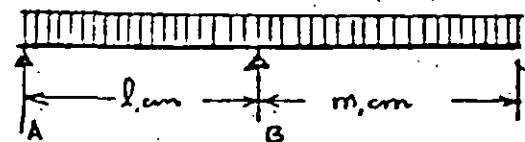
$$\Delta_{max} = \frac{wl^4}{145EI}$$



VIGA SIMPLEMENTE APOYADA (CARGA UNIFORME).

$$M_{max} = \frac{wl^2}{8}$$

$$\Delta_{max} = \frac{5wl^4}{384 EI}$$



VIGA APOYADA EN AMBOS EXTREMOS, PERO SOBRESALIENDO UNO CON CARGA UNIFORME.

$$M_{max} = \frac{w}{8l^2} (l+m)^2 (l-m)^2$$

$$V_{max} = \frac{w}{2l} (l^2 + m^2)$$



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

DIRIGIDO AL PERSONAL PROFESIONAL DE LA DIRECCION GENERAL
DE CAMINOS RURALES DE LA SECRETARIA DE COMUNICACIONES Y
TRANSPORTES.

CURSO: "RESIDENTES DE CONSTRUCCION"

A N E X O

ING. FEDERICO ALCARAZ LOZANO

DEL 10 AL 15 DE AGOSTO DE 1984
ZACATECAS, ZAC.

i

○

TABLA 1. DIMENSIONES MAXIMAS PERMISIBLES DE LOS NUDOS PRESENTES EN UN ELEMENTO ESTRUCTURAL, EN CM

Dimensión nominal de la cara considerada	Nudos en el canto y en la zona central para elementos en flexión y en cualquier cara para elementos en compresión				Nudos en la zona de borde para elementos en flexión y en cualquier cara para elementos en tensión			
	V-40	V-50	V-65	V-75	V-40	V-50	V-65	V-75
2.5 (1)	2.0	2.0	1.5	1.0	1.0	0.5	-	-
3.8 (1 1/2)	3.0	2.5	2.0	1.0	1.5	1.0	0.5	-
5.0 (2)	3.5	3.0	2.0	1.5	2.0	1.5	1.0	0.5
6.5 (2 1/2)	4.5	4.0	2.5	2.0	2.5	2.0	1.5	1.0
7.5 (3)	5.0	4.5	3.0	2.0	3.0	2.5	1.5	1.0
9.0 (3 1/2)	5.5	5.0	3.5	2.5	3.5	2.5	2.0	1.5
10.0 (4)	6.5	6.0	4.0	3.0	3.5	3.0	2.0	1.5
13.0 (5)	7.5	7.0	5.0	3.5	4.5	4.0	2.5	2.0
15.0 (6)	9.0	8.0	6.0	4.0	5.5	5.0	3.0	2.5
20.0 (8)	11.0	9.0	6.5	4.5	7.5	6.5	4.0	3.0
25.5 (10)	13.0	10.0	7.0	5.0	9.5	8.0	5.0	3.5
30.5 (12)	14.0	11.0	7.5	5.5	11.0	9.0	6.5	4.5
35.5 (14)	15.0	12.0	8.0	6.0	12.5	10.0	7.0	4.5

Notas:

1. Para otras medidas pueden hacerse interpolaciones lineales
2. La calidad V-100 corresponderá a madera sin defectos
3. No se permitirá la presencia de dos o más nudos de dimensión máxima en un mismo tramo de 30 cm; además, la suma de las dimensiones de todos los nudos para dicho tramo no excederá al doble de la dimensión del nudo máximo.
4. Para elementos simplemente apoyados sujetos a flexión, las dimensiones máximas para los nudos en las zonas de canto y de borde fuera del tercio medio podrán incrementarse hasta un 100 por ciento en los extremos; para posiciones intermedias, el incremento será proporcional.

2

3

TABLA II. LIMITACIONES A LOS DEFECTOS PARA CALIDADES V-75, V-65, V-50 Y V-40

TIPO DE DEFECTO	CALIDAD V-75	CALIDAD V-65	CALIDAD V-50	CALIDAD V-40
Velocidad de crecimiento (mínima)	16 anillos /5 cm	12 anillos /5 cm	8 anillos /5 cm	8 anillos /5 cm
Fisuras o grietas (máxima proyección sobre cada cara) y bolsas de resina	1/4 de la cara considerada	1/3 de la cara considerada	1/2 de la cara considerada	3/5 de la cara considerada
Desviación de la fibra (no mayor de)	1 en 14	1 en 11	1 en 8	1 en 6
Gema en cada cara (no mayor de)	1/8 de la cara considerada	1/8 de la cara considerada	1/4 de la cara considerada	1/4 de la cara considerada

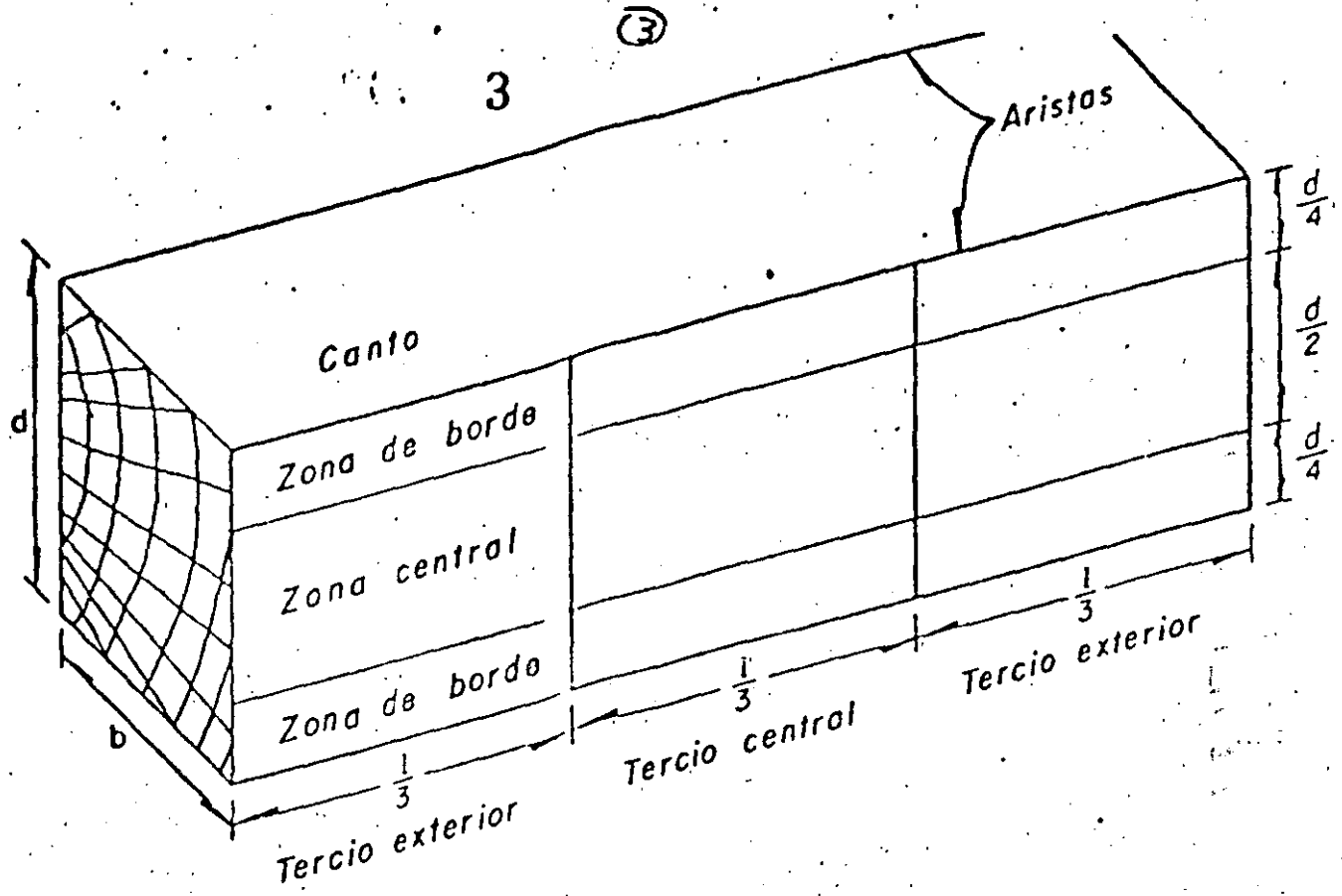


Fig I. Zonas en un elemento a flexión, para su clasificación estructural

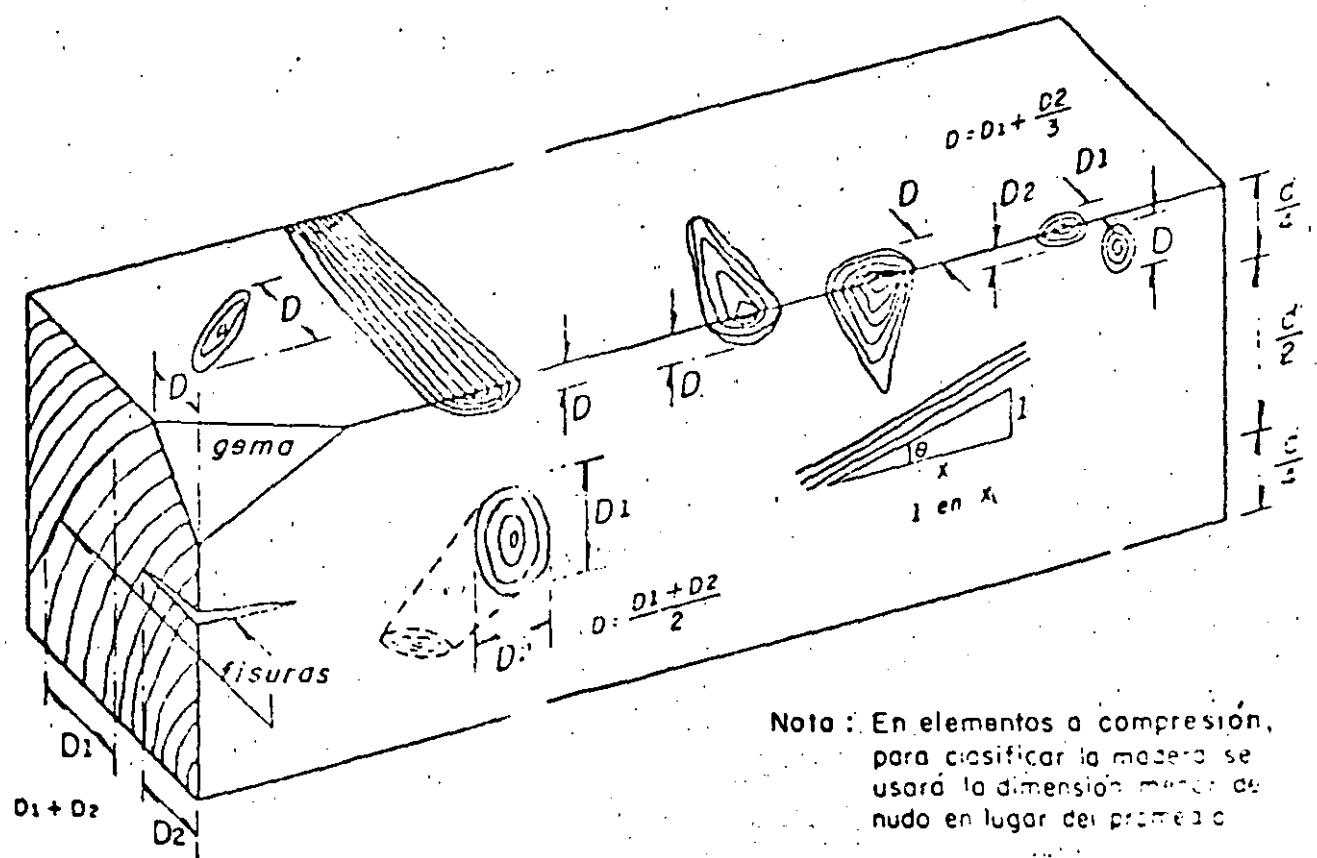


Fig II. Medición de nudo, inclinación de fibra, gema, velocidad de crecimiento y fisuras

TABLA 2.2
 ESFUERZOS PERMISIBLES
 en kg/cm^2 ; condición verde

Solicitud	V-75	V-65	V-50	V-40
Flexión y tensión	80	70	50	40
Compresión paralela a la fibra	60	50	40	30
Compresión perpendicular a la fibra	12	12	11	11
Cortante paralelo a la fibra	11	9	7	6
Módulos de elasticidad				
($\times 10^3$) medio	70	70	70	70
mínimo	40	40	40	40

TABLA 4.9 ESFUERZOS PERMISIBLES TÍPICOS, PARA TRIPLAY APLICABLES PARA CARGA NORMAL (10 AÑOS) Y AMBIENTE SECO.

⑤

Tipo de esfuerzo	Esfuerzo permisible, kg/cm ²
Tensión y flexión (fibras de la cara exterior paralelas o perpendiculares al claro.	70 - 140
Compresión (en dirección perpendicular o paralela a las fibras de la cara exterior)	65 - 115
Aplastamiento (compresión perpendicular a las caras)	11 - 24
Esfuerzo cortante en planos perpendiculares a los planos de las capas del triplay (paralelo o perpendicular a las fibras de las caras exteriores)	11 - 17
Esfuerzo cortante rodante en el plano de las capas del triplay (paralelo o perpendicular a las fibras de las caras exteriores).	3.5 - 4
Módulo de elasticidad en flexión (fibras de las caras exteriores perpendiculares al claro).	63 000 - 126 000

Tabla 4.1 MADERA PARA CIMBRA. PRUEBAS DE FLEXION.

Relación de Esbeltez: 5 : 1

Tipo de Especímenes: Polines 4" X 4"

Muestra	Peralte, CM.	Ancho, CM	Claro, CM	Carga, Kg	Módulo de Rotura, Kg/CM ²
* 1-1	9.3	8.1	46.50	3,325	331
1-2	9.5	8.2	47.50	5,900	568
2-1	9.3	8.2	46.50	3,950	388
2-2	9.3	8.0	46.50	3,600	363
3-1	9.4	8.3	46.50	3,400	323
3-2	9.4	8.4	47.0	6,300	598
4-1	9.1	8.2	45.50	4,300	432
4-2	8.8	8.4	44.0	3,925	398
5-1	8.6	8.2	43.00	4,650	494
5-2	8.9	8.2	44.50	4,500	462
6-1	9.0	7.7	45.0	5,050	546
6-2	9.0	7.3	45.0	3,900	445
7-1	8.8	8.3	44.0	3,750	385
7-2	8.8	8.2	44.0	6,900	717
8-1	9.2	8.2	46.0	4,200	417
8-2	9.5	8.2	47.50	4,000	385
* 9-1	9.3	7.4	46.50	1,350	147
9-2	9.0	7.5	45.0	4,050	450
10-1	9.6	7.6	48.0	4,200	432
10-2	9.5	8.0	47.50	6,100	602

Sin Nudo

Con Nudo

Media \bar{X} = 466 Kg/CM²

444 Kg/CM²

Desviación estándar σ = 102 Kg/CM²

123 Kg/CM²

Coeficiente de variación CV = 22%

CV = 28%

Tabla 4.2 MADERA PARA CIMBRA. PRUEBAS DE COMPRESION.

Relación de Esbeltez: 2 : 1

Tipo de Especímenes: Polines 4" X 4"

Muestra	Area, CM ²	Carga, Kg	Esfuerzo, Kg/CM ²
1-1	74.5	33,000	442.9
1-2	75.4	37,200	493.4
2-1	77.0	32,700	424.7
2-2	75.2	30,000	398.9
3-1	73.0	36,700	502.7
3-2	72.1	36,000	499.3
4-1	68.0	25,250	371.3
4-2	73.0	32,000	438.3
5-1	72.9	35,000	480.1
5-2	71.3	36,500	511.9
6-1	65.4	30,500	466.4
6-2	60.5	27,300	451.2
7-1	72.2	24,000	332.4
7-2	71.3	30,000	420.7
8-1	72.9	29,000	397.8
8-2	73.8	28,200	382.1
9-1	62.9	30,750	488.9
9-2	64.5	33,100	513.2
10-1	72.2	30,300	419.7
10-2	73.6	34,000	461.9

Media \bar{x} = 445 Kg/CM²

Desviación estándar = 51.2 Kg/CM²

Coefficiente de variación CV = 12%

(8)

GROSOR		ANCHO	
Nominal en Pulg.	Mínimo Cepillado en Pulg.	Nominal en Pulg.	Mínimo cepillado en Pulg.
Tablas, Tablones y Madera dimensional			
3/8	5/16	2	1 5/8
1/2	7/16	3	2 5/8
5/8	9/16	4	3 1/2
3/4	11/16	5	4 1/2
1	25/32	6	5 1/2
1 1/4	1 1/16	7	6 1/2
1 1/2	1 5/16	7	8 1/2
1 3/4	1 5/8	9	8 1/4
2	1 5/8	10	9 1/4
2 1/2	2 1/8	11	10 1/4
3	2 5/8	12	11 1/4
3 1/2	3 1/2	14	13
4	3 1/2	16	15
Cuadros y Vigas			
4	3 1/2	5	4 1/2
5	4 1/2	6	5 1/2
6	5 1/2	7	6 1/2
8	7 1/2	8	7 1/2
10	9 1/2	9	8 1/2
12	11 1/2	10	9 1/2
14	13 1/2	11	10 1/2
16	15 1/2	12	10 1/2
18	17 1/2		
20	19 1/2		
22	21 1/2		
24	23 1/2		

CLASIFICACION Y ESPECIFICACIONES DE LA MADERA
SEGUN NORMA C-18-1946 DE LA DGN.

GRADO	NUDOS	MANCHAS	BOLSAS DE RESINA	VETAS	GRIETA	RAJALURAS	PARTES PODRIDAS	TOLERANCIA EN DIMENS.	HUMEDAD MAXIMA	CAMBIO DE COLOR	AGUJEROS	TORCEDURAS
A SELECTA	NO	NO	NO	NO	NO	NO	NO	NO	10%		NO	NO
B PRIMERA	2 MM. MAX.	NO		10 cm MAX.	10 cm MAX.	NO	NO	30 a 100 x 100 a 400 Esp. 25 *Ancho 10mm 10 a 30 x 100 a 400 Esp. 1.5mm*	15%	10 cm MAX.		NO
C SEGUNDA	Sanos tabla $II \pm D \leq 2$ veces nudo MAX.	Menor de $1/12$ ancho $\times \frac{1}{16}$ Long.	MAX. 5 MM x 150 MM		10 MM MAX.	Solo en extremos 5 MM x 252 MM MAX.	NO	Espesor 2.5 y 5 MM ancho 1 MM	20%	Ligero en cada cara	2 MM a 6 MM Si $\pm D \leq 2$ veces nudo MAX.	NO
D TERCERA	Sanos tabla $II \pm D \leq$ ancho de la cara. enfermos uno por cara.		MAX. 10 MM x 300 MM.	Vetas GRDES. Area $< \frac{1}{4}$ superficie total		MAX. 252 MM	En los extre- mos y menor Que $\frac{1}{16}$ y $\frac{1}{8}$		20%	$1/4$ de la su- perfi- cie de la cara	2 MM tal Q' $\pm D \leq 2$ veces nudo MAX	10MM
E DESECHO	NO CUMPLEN LAS ESPECIFICACIONES DE LA DE TERCERA											

(10)

ESFUERZOS PERMISIBLES,
en kg/cm^2 ; condición verde

Solicitud	Selecta	Primera	Segunda	Tercera
Flexión y fensión	80	60	30	20
Compresión paralela a la fibra	70	50	25	17
Compresión perpendicular a la fibra	14	14	9	7
Cortante paralelo a la fi- bra	14	14	7	5
Módulos de elasticidad				
($\times 10^3$) medio	70	70	70	70
mínimo	40	40	40	40

GROSOR		ANCHO	
Nominal en Pulg.	Mínimo Cepillado en Pulg.	Nominal en Pulg.	Mínimo cepillado en Pulg.
Tablas, Tablones y Madera dimensional			
3/8	5/16	2	1 5/8
1/2	7/16	3	2 5/8
5/8	9/16	4	3 1/2
3/4	11/16	5	4 1/2
1	25/32	6	5 1/2
1 1/4	1 1/16	7	6 1/2
1 1/2	1 5/16	7	8 1/2
1 3/4	1 5/8	9	8 1/4
2	1 5/8	10	9 1/4
2 1/2	2 1/8	11	10 1/4
3	2 5/8	12	11 1/4
3 1/2	3 1/2	14	13
4	3 1/2	16	15
Cuadros y Vigas			
4	3 1/2	5	4 1/2
5	4 1/2	6	5 1/2
6	5 1/2	7	6 1/2
8	7 1/2	8	7 1/2
10	9 1/2	9	8 1/2
12	11 1/2	10	9 1/2
14	13 1/2	11	10 1/2
16	15 1/2	12	10 1/2
18	17 1/2		
20	19 1/2		
22	21 1/2		
24	23 1/2		

Tabla 4.2 MADERA PARA CIMBRA. PRUEBAS DE COMPRESION.

Relación de Esbeltez: 2 : 1

Tipo de Especímenes: Polines 4" X 4"

Muestra	Area, CM ²	Carga, Kg	Esfuerzo, Kg/CM ²
1-1	74.5	33,000	442.9
1-2	75.4	37,200	493.4
2-1	77.0	32,700	424.7
2-2	75.2	30,000	398.9
3-1	73.0	36,700	502.7
3-2	72.1	36,000	499.3
4-1	68.0	25,250	371.3
4-2	73.0	32,000	438.3
5-1	72.9	35,000	480.1
5-2	71.3	36,500	511.9
6-1	65.4	30,500	466.4
6-2	60.5	27,300	451.2
7-1	72.2	24,000	332.4
7-2	71.2	30,000	420.7
8-1	72.9	29,000	397.8
8-2	73.8	28,200	382.1
9-1	62.9	30,750	488.9
9-2	64.5	33,100	513.2
10-1	72.2	30,300	419.7
10-2	73.8	34,000	461.9

Media \bar{X} = 445 Kg/CM²Desviación estándar = 51.2 Kg/CM²

Coeficiente de variación CV = 12%

Tabla 4.1 MADERA PARA CIMBRA. PRUEBAS DE FLEXION.

Relación de Esbeltez: 5 : 1

Tipo de Especímenes: Polines 4" X 4"

Muestra	Pefalte, CM	Ancho, CM	Claro, CM	Carga, Kg	Módulo de Rotura, Kg/CM ²
* 1-1	9.3	8.1	46.50	3,325	331
1-2	9.5	8.2	47.50	5,900	568
2-1	9.3	8.2	46.50	3,950	388
2-2	9.3	8.0	46.50	3,600	363
3-1	9.4	8.3	46.50	3,400	323
3-2	9.4	8.4	47.0	6,300	598
4-1	9.1	8.2	45.50	4,300	432
4-2	8.8	8.4	44.0	3,925	398
5-1	8.6	8.2	43.00	4,650	494
5-2	8.9	8.2	44.50	4,500	462
6-1	9.0	7.7	45.0	5,050	546
6-2	9.0	7.3	45.0	3,900	445
7-1	8.8	8.3	44.0	3,750	385
7-2	8.8	8.2	44.0	6,900	717
8-1	9.2	8.2	46.0	4,200	417
8-2	9.5	8.2	47.50	4,000	385
* 9-1	9.3	7.4	46.50	1,350	147
9-2	9.0	7.5	45.0	4,050	450
10-1	9.6	7.6	48.0	4,200	432
10-2	9.5	8.0	47.50	6,100	602

Sin NudoCon NudoMedia \bar{X} = 466 Kg/CM²444 Kg/CM²Desviación estándar = 102 Kg/CM²123 Kg/CM²

Coeficiente de variación CV = 22%

CV = 28%

TABLA 4.9 ESFUERZOS PERMISIBLES TÍPICOS, PARA TRIPLAY APLICABLES PARA CARGA NORMAL (10 AÑOS) Y AMBIENTE SECO.

Tipo de esfuerzo	Esfuerzo permisible, kg/cm ²
Tensión y flexión (fibras de la cara exterior paralelas o perpendiculares al claro.	70 - 140
Compresión (en dirección perpendicular o paralela a las fibras de la cara exterior)	65 - 115
Aplastamiento (compresión perpendicular a las caras)	11 - 24
Esfuerzo cortante en planos perpendiculares a los planos de las capas del triplay (paralelo o perpendicular a las fibras de las caras exteriores)	11 - 17
Esfuerzo cortante rotante en el plano de las capas del triplay (paralelo o perpendicular a las fibras de las caras exteriores).	3.5 - 4
Módulo de elasticidad en flexión (fibras de las caras exteriores perpendiculares al claro).	63 000 - 126 000

TABLA 1. DIMENSIONES MAXIMAS PERMISIBLES DE LOS NUDOS PRESENTES EN UN ELEMENTO ESTRUCTURAL, EN CM

Dimensión nominal de la cara considerada	Nudos en el canto y en la zona central para elementos en flexión y en cualquier cara para elementos en compresión				Nudos en la zona de borde para elementos en flexión y en cualquier cara para elementos en tensión			
	cm (pulg)	V-40	V-50	V-65	V-75	V-40	V-50	V-65
2.5 (1)	2.0	2.0	1.5	1.0	1.0	0.5	-	-
3.8 (1 1/2)	3.0	2.5	2.0	1.0	1.5	1.0	0.5	-
5.0 (2)	3.5	3.0	2.0	1.5	2.0	1.5	1.0	0.5
6.5 (2 1/2)	4.5	4.0	2.5	2.0	2.5	2.0	1.5	1.0
7.5 (3)	5.0	4.5	3.0	2.0	3.0	2.5	1.5	1.0
9.0 (3 1/2)	5.5	5.0	3.5	2.5	3.5	2.5	2.0	1.5
10.0 (4)	6.5	6.0	4.0	3.0	3.5	3.0	2.0	1.5
13.0 (5)	7.5	7.0	5.0	3.5	4.5	4.0	2.5	2.0
15.0 (6)	9.0	8.0	6.0	4.0	5.5	5.0	3.0	2.5
20.0 (8)	11.0	9.0	6.5	4.5	7.5	6.5	4.0	3.0
25.5 (10)	13.0	10.0	7.0	5.0	9.5	8.0	5.0	3.5
30.5 (12)	14.0	11.0	7.5	5.5	11.0	9.0	6.5	4.5
35.5 (14)	15.0	12.0	8.0	6.0	12.5	10.0	7.0	4.5

Notas:

1. Para otras medidas pueden hacerse interpolaciones lineales.
2. La calidad V-100 correspondería a madera sin defectos.
3. No se permitirá la presencia de dos o más nudos de dimensión máxima en un mismo tramo de 30 cm; además, la suma de las dimensiones de todos los nudos para dicho tramo no excederá al doble de la dimensión del nudo máximo.
4. Para elementos simplemente apoyados sujetos a flexión, las dimensiones máximas para los nudos en las zonas de canto y de borde fuera del tercio medio podrán incrementarse hasta un 100 por ciento en los extremos; para posiciones intermedias, el incremento será proporcional.

TABLA 2.2
ESFUERZOS PERMISIBLES
 en kg/cm^2 ; condición verde

Solicitud	V-75	V-65	V-50	V-40
Flexión y tensión	80	70	50	40
Compresión paralela a la fibra	60	50	40	30
Compresión perpendicular a la fibra	12	12	11	11
Cortante paralelo a la fibra	11	9	7	6
Módulos de elasticidad				
($\times 10^3$) medio	70	70	70	70
mínimo	40	40	40	40

TABLA II. LIMITACIONES A LOS DEFECTOS PARA CALIDADES V-75, V-65, V-50 Y V-40

TIPO DE DEFECTO	CALIDAD V-75	CALIDAD V-65	CALIDAD V-50	CALIDAD V-40
Velocidad de crecimiento (mínima)	16 anillos /5 cm	12 anillos /5 cm	8 anillos /5 cm	8 anillos /5 cm
Fisuras o grietas (máxima proyección sobre cada cara) y bolsas de resina	1/4 de la cara considerada	1/3 de la cara considerada	1/2 de la cara considerada	3/5 de la cara considerada
Desviación de la fibra (no mayor de)	1 en 14	1 en 11	1 en 8	1 en 6
Gema en cada cara (no mayor de)	1/8 de la cara considerada	1/8 de la cara considerada	1/4 de la cara considerada	1/4 de la cara considerada

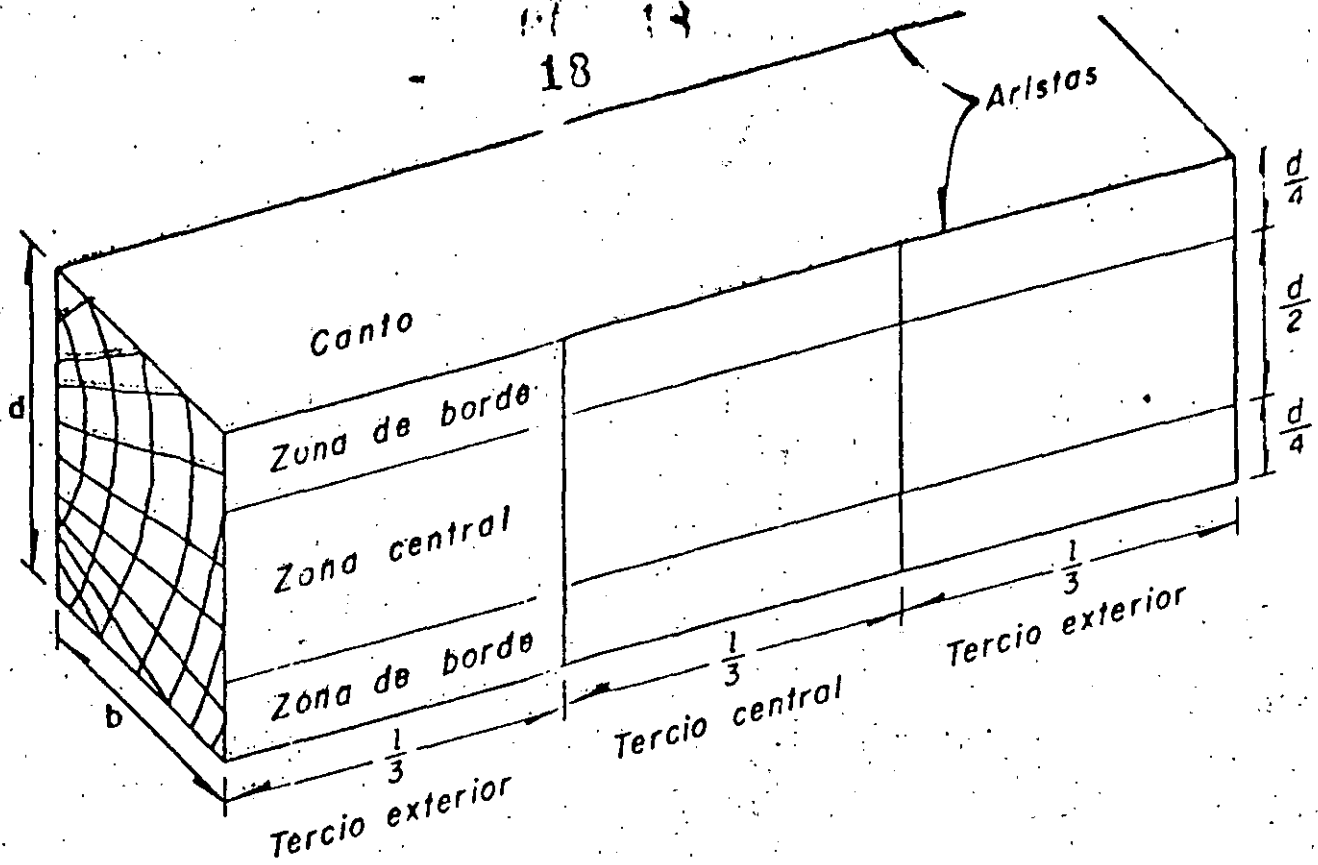
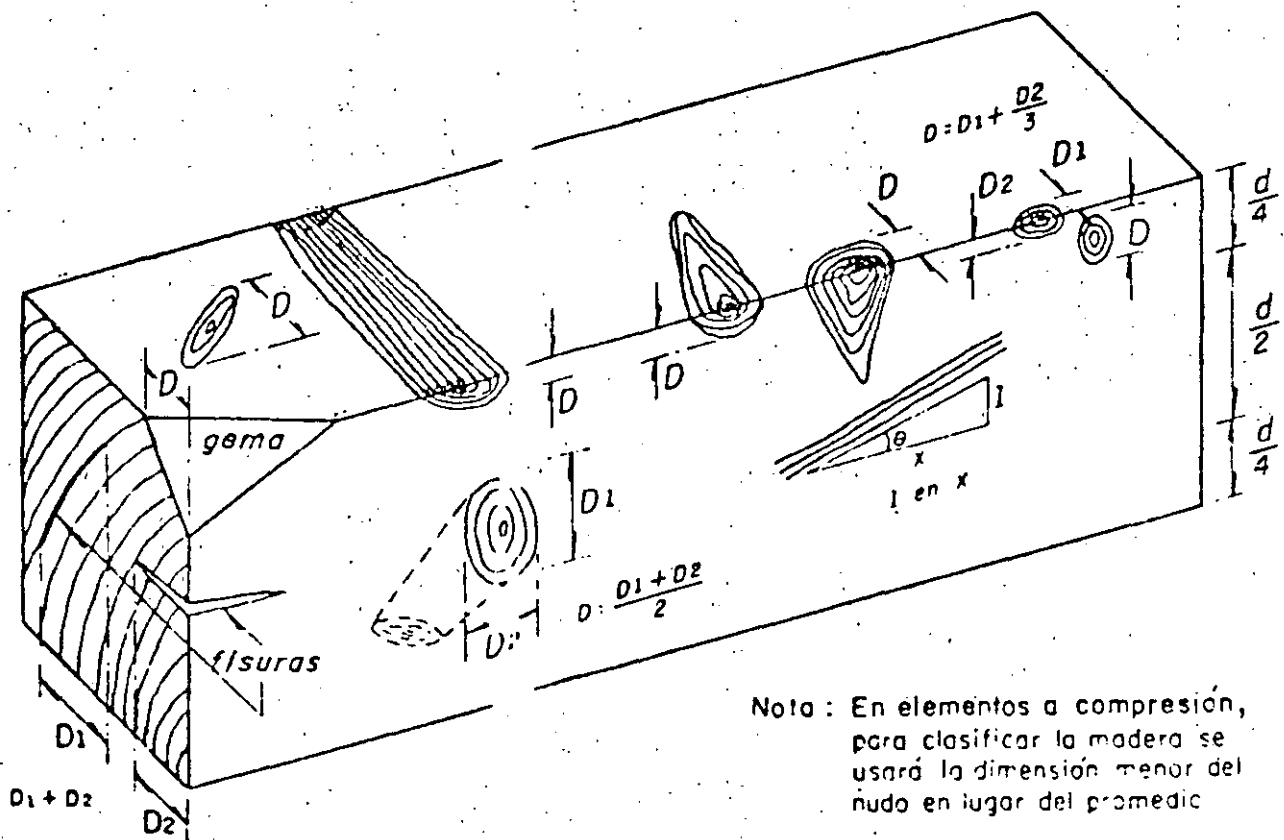


Fig I . Zonas en un elemento a flexión, para su clasificación estructural



Nota : En elementos a compresión, para clasificar la madera se usará la dimensión menor del nudo en lugar del promedio

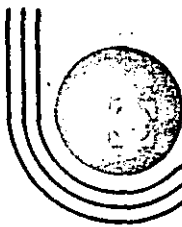
Fig II . Medición de nudo, inclinación de fibra , gema, velocidad de crecimiento y fisuras

**CLASIFICACION Y ESPECIFICACIONES DE LA MADERA
SEGUN NORMA C-18-1946 DE LA DGN.**

GRADO	NUDOS	MANCHAS	BOLSAS DE RESINA	VETAS	GRIETA	RAJADURAS	PARTES PODRIDAS	TOLERANCIA EN DIMENS.	HUMEDAD MAXIMA	CAMBIO DE COLOR	AGUJEROS	TORCEDURAS
A SELECTA	NO	NO	NO	NO	NO	NO	NO	NO	10%		NO	NO
B PRIMERA	2 MM. MAX.	NO		10 cm MAX.	10 cm MAX.	NO	NO	30 a 100 x 100 a 400 Esp. 25 *Ancho 10mm 10 a 30 x 100 a 400 Esp. 1.5mm*	15%	10 cm MAX.		NO
C SEGUNDA	Sanos tabla $II \geq D \leq 2$ veces nudo MAX.	Menor de $1/12$ ancho $\times \frac{l}{16}$ Long.	MAX. S MM x 150 MM		10 MM MAX.	Solo en extremos S MM x 252 MM MAX.	NO	Espesor 2.5 y S MM ancho 1 MM	20%	Ligero en cada cara	2 MM a 6 MM Si $\geq D < 2$ veces nudo MAX.	NO
D TERCERA	Sanos tabla $II \geq D <$ ancho de la cara. enfermos uno por cara.		MAX. 10 MM x 300 MM.	Vetas GRDES. Area $<$ $\frac{1}{4}$ super- ficie total		MAX. 252 MM	En los extre- mos y menor Que $\frac{1}{4}$ y $\frac{1}{6}$		20%	$1/4$ de la su- perfi- cie de la cara	2 MM Tal Q' $\geq D < 2$ veces nudo MAX	NO
E DESECHO	NO CUMPLEN LAS ESPECIFICACIONES DE LA DE TERCERA											

ESFUERZOS PERMISIBLES,
en kg/cm^2 ; condición verde

Solicitud	Selecto	Primera	Segunda	Tercero
Flexión y tensión	80	60	30	20
Compresión paralela a la fibra	70	50	25	17
Compresión perpendicular a la fibra	14	14	9	7
Cortante paralelo a la fi- bra	14	14	7	5
Módulos de elasticidad				
($\times 10^3$) medio	70	70	70	70
mínimo	40	40	40	40



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

DIRIGIDO AL PERSONAL PROFESIONAL DE LA DIRECCION GENERAL
DE CAMINOS RURALES DE LA SECRETARIA DE COMUNICACIONES Y
TRANSPORTES.

CURSO: "RESIDENTES DE CONSTRUCCIÓN"

CIMENTACIONES

ING. RICARDO FERNANDEZ DEL OLMO

DEL 10 AL 15 DE SEPTIEMBRE DE 1984
ZACATECAS, ZAC.

INDICE

1.	INTRODUCCION	3
2.	ANALISIS	6
3.	PROBLEMAS DE LOS PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS	13
4.	COMENTARIOS GENERALES	16

1. INTRODUCCION

Una cimentación es aquella parte de una estructura que está en con tacto con el suelo, transmitiendo sus cargas.

Las cimentaciones pueden dividirse en dos grandes grupos:

Cimentaciones superficiales

- zapatas aisladas
- zapatas corridas
- retícula de zapatas
- losas
- cajones superficiales

Cimentaciones profundas

- cajones profundos
- pilotes $\left\{ \begin{array}{l} \text{fricción} \\ \text{punta} \end{array} \right.$
- pilas
- cajones + pilotes (mixta)
- cilindros

Sin embargo pueden encontrarse cimentaciones especiales no clasifi-
cadas aquí, que a final de cuentas encuadrarían en alguna de ellas,
i.e. los pilotes de control, entrelazados, etc.

La selección del tipo de cimentación obedece esencialmente a la ca-
pacidad de carga y a la deformabilidad del suelo, bajo las cargas
impuestas. Interviene también la geometría de la estructura y el
valor de las cargas que bajan a cimentación.

Ejemplifiquemos, para ver la secuencia de selección, el caso de
que se tuviera una estructura ligera, con claros pequeños y locali-
zada en alguna zona de alta compresibilidad y baja resistencia;
probablemente pudiera cimentarse con zapatas aisladas, quizá liga-
das con trabes entre éstas.

En caso de que no pasara por hundimientos (dominan el diseño en es-
te caso) debería pensarse en aumentar el área de contacto para dis-

minuir la presión, pasando a una solución de zapatas corridas, a una retícula de zapatas o bien a una losa de cimentación.

En caso de que la losa fuera insuficiente, esperándose aún hundimientos intolerables, tendría que pensarse en una cimentación parcialmente compensada (cajón de cimentación) o totalmente compensada. El pensar en esta solución implicaría aumento de carga por el peso del propio cajón.

A medida que el proyecto aumente sus cargas o sus claros podría llegar a pensarse en la necesidad de pilotes (de fricción o punta) o pilas.

Ahora bien si el suelo fuera más consistente y menos compresible (arcillas duras), más compacto (arenas compactas) o sumamente resistente y poco compresible (tepetates o roca) podría ser suficiente con una cimentación superficial a base de zapatas, corridas o aisladas.

Ustedes como constructores saben que otro aspecto importante es la economía, desde el punto de vista pesos y desde el punto de vista tiempo. Este aspecto, en algunos casos, implica escoger un tipo de cimentación específico, claro cumpliendo con lo ya mencionado de capacidad de carga y deformabilidad.

Entonces definido un proyecto podrá uno de antemano imaginarse algún tipo de cimentación, suponiendo ciertas características estratigráficas del subsuelo.

Por ejemplo me ha tocado trabajar con algunos estructuristas que de antemano se inclinan por algún tipo de cimentación para un proyecto dado.

Enseguida, después de la definición del proyecto, habrá que programar una serie de trabajos de campo encaminados a determinar las características del suelo (de resistencia y compresibilidad) en el sitio de estudio. Si se trata de un sitio dentro de la zona urbana del Distrito Federal se podrían auxiliar con alguna referencia (1), (2) y (3), incluso si el sitio quedara dentro de la zona urbana de alguna de las principales ciudades del interior de la República podría recurrirse a publicaciones de la Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos para imaginar el tipo de suelo que podríamos encontrar. En caso de no tener ninguna información será preciso visitar el sitio y tratar de imaginar, geológicamente, la formación de éste.

Bajo las bases anteriores habrían de proponerse cuando menos dos sondeos, uno de tipo exploratorio y otro mixto. El exploratorio será para determinar la estratigrafía del sitio y el mixto para extraer muestras de los estratos representativos cuyo comportamiento nos interese conocer.

El número de sondeos y profundidad de exploración será función de la importancia de la obra, en cuanto a trasmisión de esfuerzos y en cuanto a inversión.

Determinadas las características estratigráficas y los índices de la exploración podremos determinar si se trata de un problema de capacidad de carga o de hundimientos.

-
- (1) El Subsuelo de la Ciudad de México
 - (2) Va. Reunión Nacional de Mecánica de Suelos
 - (3) Publicación nueva de la Ciudad de México.

Definido el problema habrán de programarse pruebas de laboratorio para cuantificar los parámetros de resistencia y/o deformabilidad.

Una vez definidos los parámetros anteriores se entrará de lleno al análisis revisando desde una cimentación a base de zapatas aisladas hasta la más complicada que podamos imaginarnos. Se recomienda resolver las cimentaciones de la manera más sencilla y económica posible. Un índice económico es que si una solución de cimentación propuesta representa entre el 10 y 12% del costo total del proyecto es adecuada, desde el punto de vista económico (no olvidemos que habrá de revisarse que su comportamiento sea adecuado también).

2. ANALISIS

2.1 Capacidad de carga

a) Cimentaciones superficiales

Para el cálculo de la capacidad de carga de cimentaciones superficiales se utiliza generalmente la expresión de Terzaghi:

$$q_a = \frac{c N_c}{F S} + \gamma D_f N_q + 1/2 \gamma B N_\gamma$$

En el caso de que se trate de un suelo exclusivamente cohesivo se utiliza la expresión de Skempton:

$$q_a = \frac{c N_c}{F S} + \gamma D_f$$

Para ambos casos las literales significan los mismo:

- q_a = presión de contacto admisible
 c = cohesión media de los materiales afectados por la posible superficie de falla
 N_c, N_q y N_γ = parámetros de capacidad de carga, función del ángulo de fricción interna (ϕ), ver figuras 1 y 2
 γ = peso volumétrico del material que se desplazaría en el caso de la falla (el asociado al D_f sería el valor correspondiente al material ubicado arriba de la profundidad de desplante y el asociado a B , el del material afectado por abajo del cimiento).
 D_f = profundidad de desplante
 B = ancho del cimiento
 FS = factor de seguridad

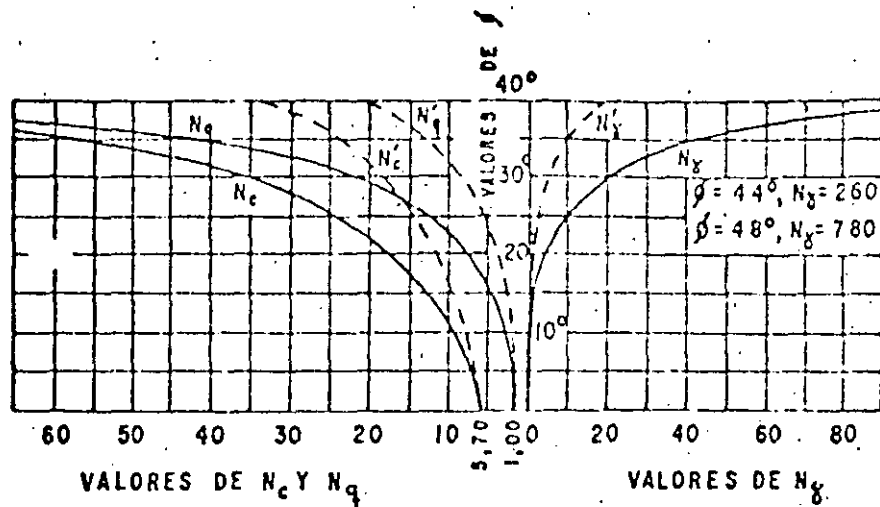


Figura 1

Parámetros de capacidad de carga para la teoría de Terzaghi.

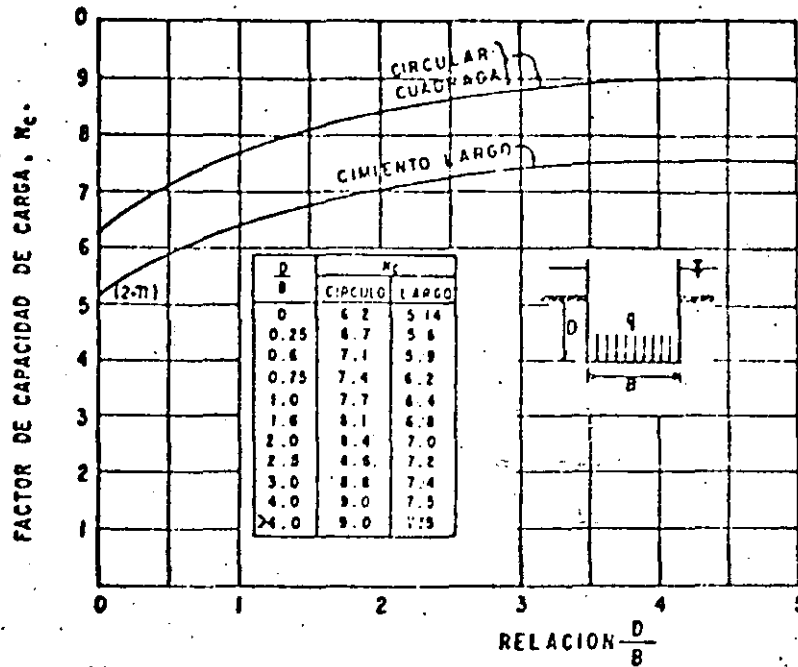


Figura 2

Parámetros de capacidad de carga para la Teoría de Skempton

Deberá procederse con criterio al determinar todos y cada uno de los factores que intervienen en las expresiones mencionadas.

b) Cimentaciones profundas

La capacidad de carga para cajones profundos se determina en forma semejante a la ya discutida para cajones superficiales.

En el caso de pilotes, pilas y cilindros que trabajen por punta la capacidad de carga se determina con la expresión de Meyerhof:

$$q_a = \frac{c N_c + \gamma D_f N_q}{F S}$$

Todas las literales tienen el mismo significado que el anteriormente descrito. Los parámetros de capacidad de carga deberán obtenerse ahora de la figura 3.

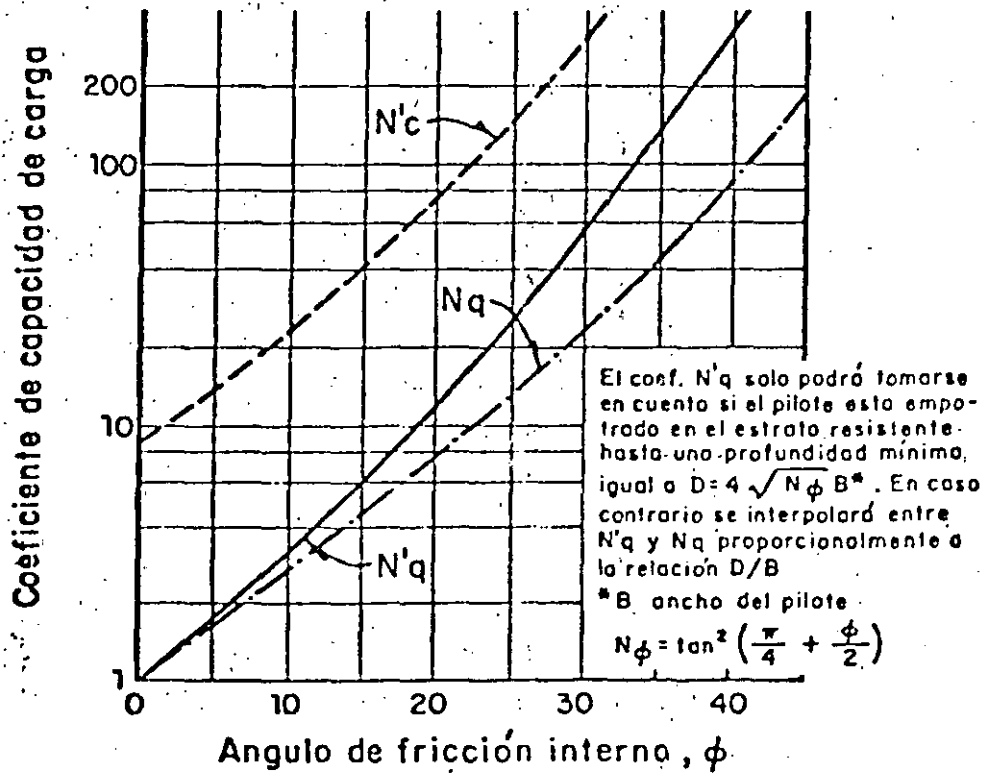


Figura 3

Parámetros de capacidad de carga para la Teoría de Meyerhof

Debe notarse que el valor de N_q es función del empotramiento efectivo en el manto resistente de apoyo. Podrá suponerse un empotramiento total si se penetra D dentro del manto de apoyo:

$$D = 4 \sqrt{N_\phi B} \quad \text{y}$$

$$N_\phi = \tan^2 (45 + \phi/2)$$

En caso de no lograr empotramiento total podrá interpolarse entre los valores máximo y mínimo, proporcionalmente a la relación D/B.

Para el caso de pilotes de fricción embebidos en arcilla la capacidad de carga se obtendrá con la siguiente expresión:

$$Q_f = \text{perím} \times \text{long} \times \text{cohesión}$$

Para el caso de pilotes de fricción embebidos en arena la capacidad de carga se obtendrá con la siguiente expresión:

$$Q_f = \frac{1}{2} K_o \gamma H \tan \delta A_f \quad (\text{carga directa})$$

donde:

K_o = coeficiente de empuje en reposo

γH = presión efectiva en la punta del pilote

δ = $2/3 \phi$ (ϕ = ángulo de fricción interna)

A_f = área del fuste del pilote

En el caso de pilotes o pilas apoyadas de punta embebidos en materiales cohesivos donde exista el fenómeno de consolidación regional habrá de considerarse, en disminución de la capacidad por punta, la capacidad por fricción.

2.2 Hundimientos

El problema del cálculo de hundimientos es un poco más complicado que el de capacidad de carga porque intervienen factores

a determinar como la distribución de esfuerzos* bajo el área de cimentación (debidos a la presión de contacto recomendada) y los tiempos para diferentes porcentajes de consolidación (que en un momento dado pudieran interesarnos).

Suponiendo que se tiene una masa de suelo saturado como la que se muestra en la figura 4,

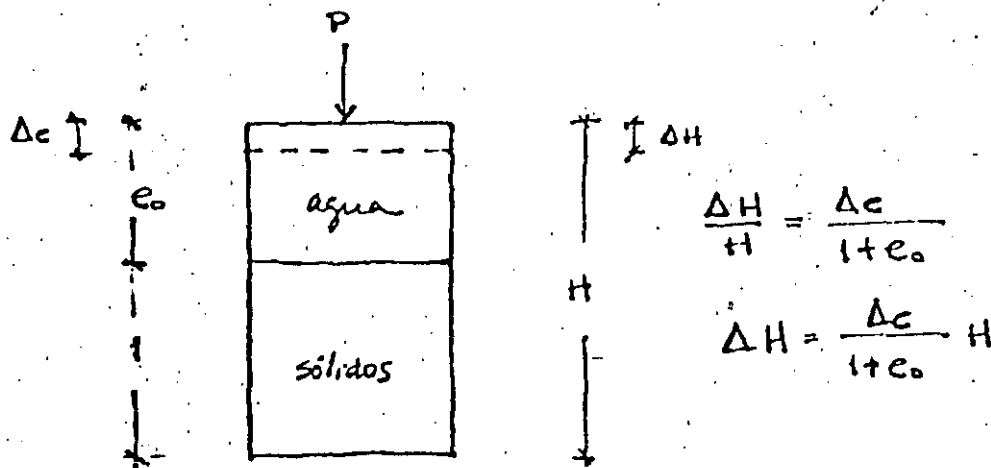


Figura 4

Croquis representativo de la masa del suelo

* La distribución de esfuerzos puede obtenerse con la teoría de Boussinesq. Para obtener valores prácticos de dicha distribución VS la profundidad podrán suponerse las siguientes reglas prácticas para el caso del cálculo bajo el centro de áreas uniformemente cargadas:

- áreas pequeñas (zapatas): distribución a 45°
- áreas grandes (cajones o losas): distribución a 30°
- áreas muy grandes (cajones o losas de más de $25 \times 25\text{m}$): distribución vertical

al aplicarle la carga P ($\sigma = P/A$) reducirá su volumen (se consolidará) exclusivamente por expulsión de agua y en la dirección vertical.

El decremento en la relación de vacíos (Δe) puede obtenerse fácilmente de la curva de compresibilidad correspondiente al estrato por consolidarse, considerando el incremento de esfuerzo a la profundidad media de dicho estrato (ver figuras 5a y b).

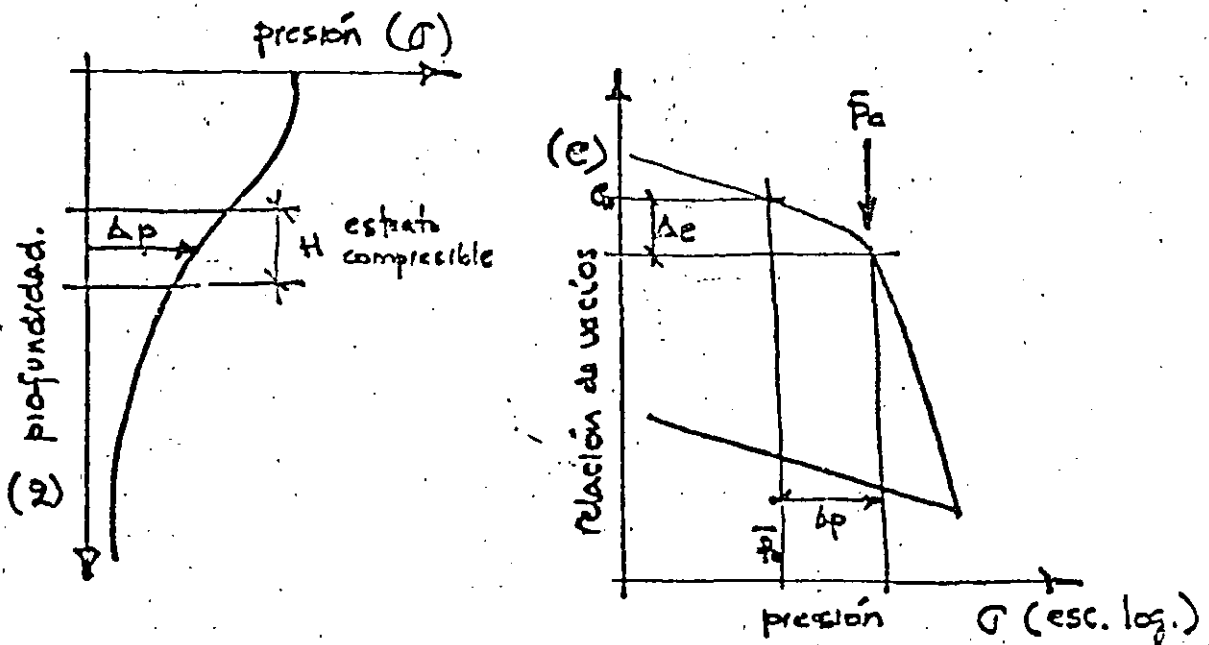


Figura 5

a) Distribución de esfuerzos b) Curva de compresibilidad

El asentamiento total final será igual a la suma de los asentamientos de todos y cada uno de los estratos compresibles afectados.

En todos los casos habrá de definirse una distribución de presiones bajo cada punto que nos interese conocer los hundimientos.

El incremento de presión (Δp) habrá de aplicarse a partir del P_0 (presión efectiva inicial a la profundidad media del estrato de interés).

Para el caso de cimentaciones superficiales deberá considerarse la distribución de esfuerzos desde el nivel de contacto cimentación-suelo, para el caso de pilotes de fricción* desde dos terceras partes de su longitud hasta los materiales incompresibles y para cimentaciones de punta no habrá hundimientos. En éste último caso, debido al hundimiento regional de la Ciudad de México, se presentarán emersiones. Dichas emersiones podrán estimarse según datos de emersiones de edificaciones cercanas al proyecto en cuestión y son función de la intensidad del bombeo en la zona.

Es de primordial importancia estimar los hundimientos y emersiones lo más acertadamente posible (problema del mecanicista de suelos) con objeto de prever los daños que puedan causarse a vecinos.

3. PROBLEMAS DE LOS PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS

A menudo se requieren excavaciones que colindan con el vecino, teniendo que proteger o recibir su cimentación superficial. Para este caso podrá excavarse por partes dejando, a manera de contrafuertes, bloques que impidan una falla de talud. En los tramos abier-

* Solución aproximada propuesta por Peck., considerando un número de pilotes igual a los necesarios para equilibrar la carga del edificio.

tos se hará el recibimiento de dicha cimentación a base de muretes desplantados 0.5m por abajo del nivel de máxima excavación, troquelando contra el cuerpo ya construido del edificio en proceso; posteriormente se atacarán los tramos restantes completando el recibimiento y construyendo el cajón a la brevedad posible. Para esto habrá que revisar el diseño de los muros perimetrales del cajón para que sean capaces de resistir los empujes a los que estarán sujetos. Dichos empujes serán igual a la distribución de presiones totales, considerando sobrecargas laterales, afectadas por un coeficiente de empuje cercano al activo (0.45 aproximadamente). Para el caso de colindancia con cajones profundos o cimentaciones piloteadas o sobre pilas podrá excavarse prácticamente a plomo, sin trabajos adicionales si la excavación no permanecerá abierta más de 15 días. En caso contrario (que se espere estar abierta más de 15 días) deberán hacerse también trabajos de recibimiento y/o protección contra intemperismo o flujo de agua. En ningún caso podrá excavarse por abajo del nivel de desplante de una cimentación superficial si no se contemplan bermas con ancho de corona amplias y taludes mínimos 1:1.

En caso de no haber sobrecargas laterales o vecinas podrá excavarse con talud vertical hasta una altura máxima H_p :

$$H_p = \frac{2c}{\gamma}$$

dónde H_p es la altura de corte permisible y las otras literales tienen el significado manejado anteriormente.

Para un material blando, como la arcilla típica del valle de México, puede esperarse 1.5 ton/m² para el valor de la cohesión (c) y 1.25 ton/m³ para su peso volumétrico (γ) por lo que H_p , para una excavación con corte vertical, no podrá ser mayor que 2.5m.

Otro problema, durante las excavaciones, es el abatimiento del nivel freático. Para el caso de los materiales arcillosos, dada su baja permeabilidad, las aportaciones de agua hacia la excavación son relativamente pequeñas por lo que puede manejarse el agua con un sistema de drenes, rellenos de grava, que descarguen a un cárcamo único de bombeo. En caso de que el área de excavación sea grande o las aportaciones de agua más importantes podrán utilizarse dos o más cárcamos de bombeo.

El área total o de una etapa de excavación queda definida o limitada generalmente por las expansiones que puedan presentarse durante dicha excavación. Estas expansiones se estiman considerando al suelo como elástico, a corto plazo. Este hecho redundará en la necesidad de atacar la excavación por etapas.

Para el caso de excavaciones en materiales muy permeables (arenas o gravas limpias e incluso con algo de finos) deberá determinarse el coeficiente de permeabilidad a través de pruebas in-situ para estimar las necesidades de bombeo y poder diseñar el sistema para lograr el abatimiento necesario.

Al excavar en materiales impermeables o de baja permeabilidad y abatir el nivel freático puede crearse un fuerte desequilibrio de presiones pudiendo ocasionar una falla de fondo por subpresión; sobre todo si existe, cerca del fondo de la excavación (por abajo), un manto arenoso que mantenga sus presiones piezométricas altas. El análisis se hace comparando el valor de la presión, equivalente al peso propio del suelo, al nivel del estrato arenoso contra su carga piezométrica; si la relación resulta menor que la unidad existirán posibilidades de falla.

Otro tipo de falla de fondo es cuando en una excavación se alcanza una profundidad tal que se iguala o sobrepasa la resistencia por cohesión a lo largo de una superficie potencial de falla. Esta se revisa con la siguiente expresión:

$$F.S. = \frac{c N_c}{\gamma D_f + q}$$

Todos los valores ya se discutieron anteriormente con excepción de q que representa cualquier sobrecarga (ver figura 6).

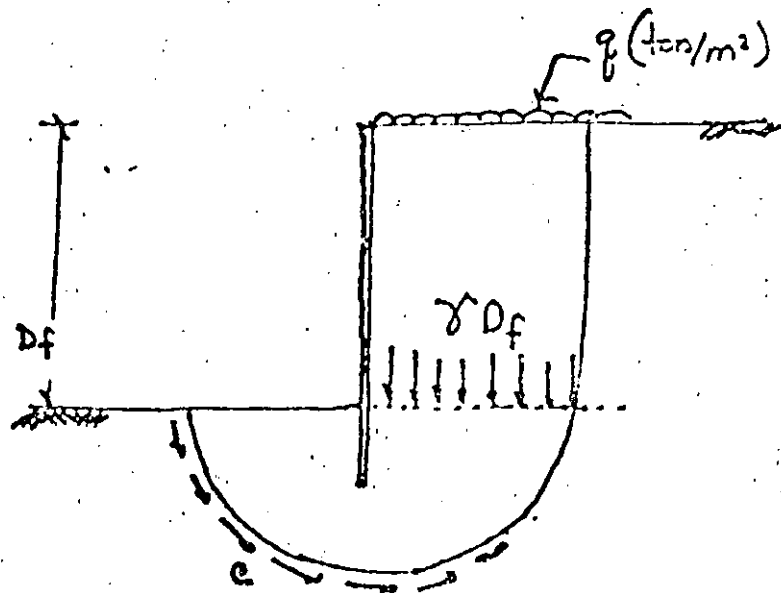


Figura 6

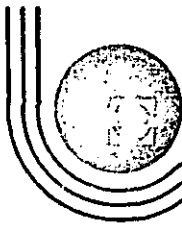
Mecanismo para la falla de fondo

4. COMENTARIOS GENERALES

Otros problemas que se presentan a menudo son los de hincado de pilotes o los de colado in-situ de pilas. En todos los casos deberán pedirse especificaciones precisas para la hincado de pilotes de fricción o de punta como posición, longitud, armado, pendientes permisibles

bles, necesidades de perforación previa, características para la perforación previa, y características de rechazo en caso de pilotes de punta. Deberán preverse claramente los problemas de atoramiento para en su caso efectuar perforaciones previas, además con lodo, con ademe metálico, en seco, etc.

Existen algunas condiciones especiales en las que habrá que proceder con mucha cautela; por ejemplo donde se encuentren transiciones bruscas de material (de material compresible a no compresible), cuando se tenga un vecino cimentado a base de zapatas superficiales muy pegadas a nuestro proyecto, cuando quedemos de vecinos con alguna estructura apoyada por punta, etc.



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

DIRIGIDO AL PERSONAL PROFESIONAL DE LA DIRECCION GENERAL
DE CAMINOS RURALES DE LA SECRETARIA DE COMUNICACIONES Y
TRANSPORTES.

CURSO: "RESIDENTES DE CONSTRUCCION"

ACERO PARA ESTRUCTURAS

ING. JOSE LUIS SANCHEZ MARTINEZ

DEL 10 AL 15 DE SEPTIEMBRE DE 1984
ZACATECAS, ZAC.

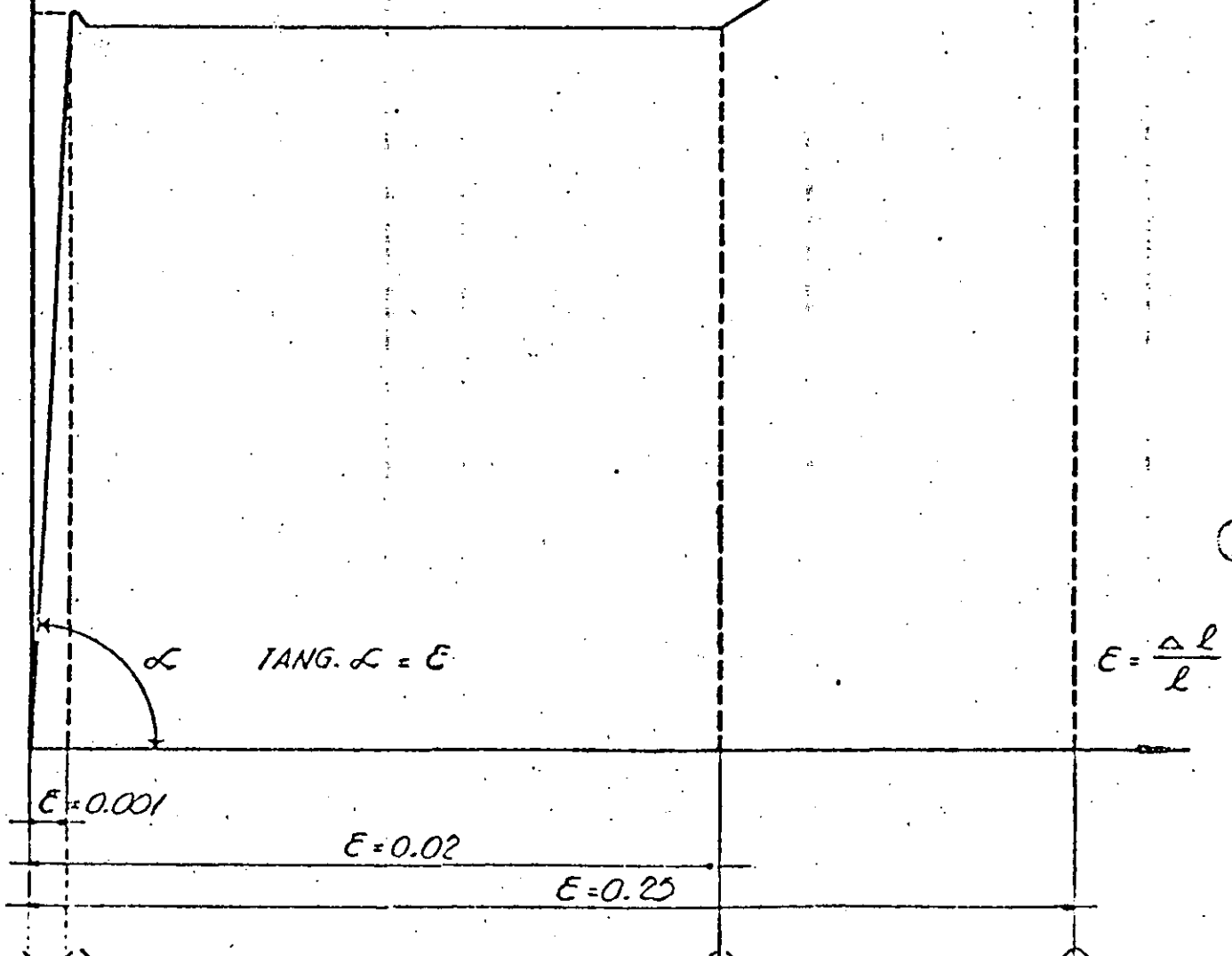
ACERO PARA ESTRUCTURAS

I.- PROPIEDADES MECANICAS INDICE.

- a) Esfuerzo en el límite de fluencia: F_y
- b) Esfuerzo en el límite elástico: F_{le} .
- c) Esfuerzo de ruptura: F_r .
- d) Módulo de elasticidad: E .
- e) Zonas de comportamiento elástico y plástico.
- f) Ductilidad.
- g) Porcentaje de alargamiento: $\Delta l/l$

$$f = \frac{P}{A}$$

f_r



$$\epsilon = \frac{\Delta l}{l}$$

$\epsilon = 0.001$

$\epsilon = 0.02$

$\epsilon = 0.25$

PERIODO ELASTICO.

PERIODO PLASTICO.

PERIODO DE ENDURECIMIENTO POR DEFORMACION

PERIODO DE ROTURA.

II.- ACEROS USUALES EN ESTRUCTURAS

- A7 en desaparición
- A36 el más utilizado
- A242 alta resistencia, baja aleación, resistente a la corrosión.

- a) Propiedades mecánicas
- b) Características químicas
- c) Productos más usuales

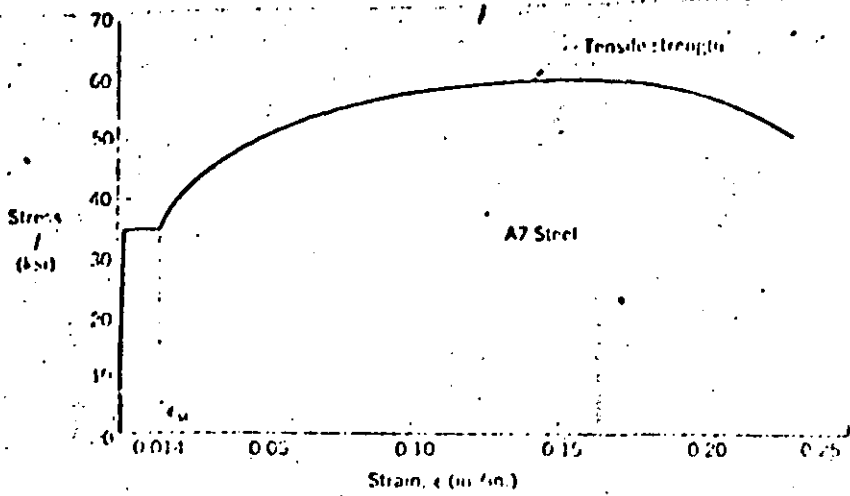


Fig. 2.1 Complete Tensile Stress-Strain Diagram for Structural Carbon Steel

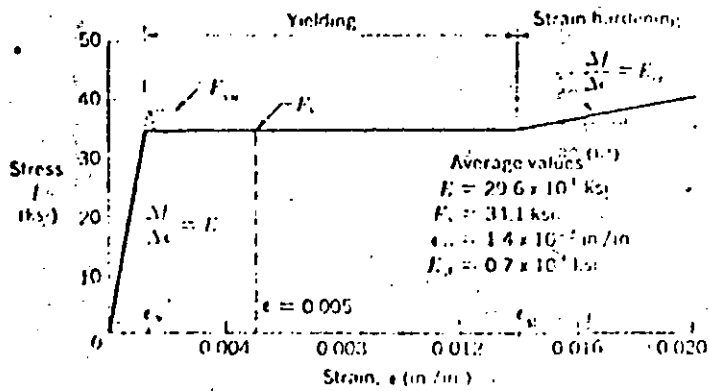


Fig. 2.2 Portion of Stress-Strain Diagram for A7 Steel

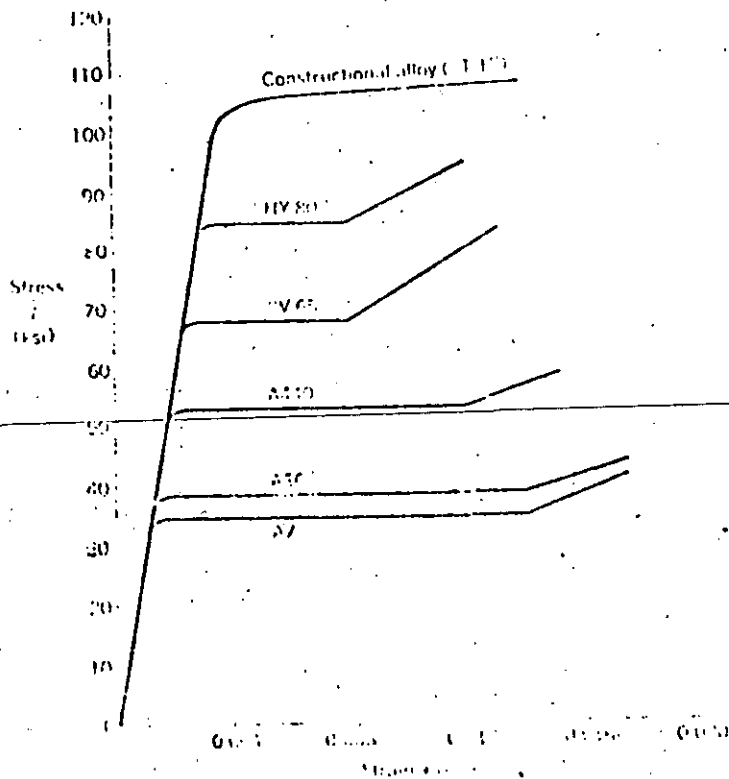


Fig. 2.12 Stress-Strain Curves for Various Steels

GRADO	Límite Elástico mínimo aparente		Esfuerzo Unitario a la rotura		Alargamiento mínimo en probeta de 8"
	Kg/cm ²	lbs/pulg. ²	Kg/cm ²	lbs/pulg. ²	
A	1690	24000	3160/3870	45/55000	27%
B	1900	27000	3515/4220	50/60000	25%
C	2100	30000	3870/4570	55/65000	23%
D	2300	33000	4220/5060	60/72000	21%

DESIGNACION A.S.T.M. A-201

GRADO	Límite Elástico mínimo aparente		Esfuerzo Unitario a la rotura		Alargamiento mínimo en probeta de 8"
	Kg/cm ²	lbs/pulg. ²	Kg/cm ²	lbs/pulg. ²	
A	2100	30000	3860/4570	55/65000	25%
B	2250	32000	4220/5060	60/72000	22%

DESIGNACION A.S.T.M. A-212

GRADO	Límite Elástico mínimo aparente		Esfuerzo Unitario a la rotura		Alargamiento mínimo en probeta de 8"
	Kg/cm ²	lbs/pulg. ²	Kg/cm ²	lbs/pulg. ²	
A	2460	35000	4570/5410	65/77000	21%
B	2670	38000	4920/5976	70/85000	19%

DESIGNACION A.S.T.M. A-285

GRADO	Límite Elástico mínimo aparente		Esfuerzo Unitario a la rotura		Alargamiento mínimo en probeta de 8"
	Kg/cm ²	lbs/pulg. ²	Kg/cm ²	lbs/pulg. ²	
A	1680	24000	3160/3870	45/55000	29%
B	1900	27000	3515/4220	50/60000	27%
C	2100	30000	3870/4570	55/65000	25%

DESIGNACION A.S.T.M. A-299

Acero al carbon - Manganeso y Silicio de Alta resistencia

ESPESOR	Límite Elástico mínimo aparente		Esfuerzo unitario a la rotura		Alargamiento mínimo en probeta de 8"
	Kg/cm ²	lbs/pulg. ²	Kg/cm ²	lbs/pulg. ²	
Hasta 25 mm [1"]	2950	42000	5270/6110	75/90000	18%
25.1 a 51 mm [1"]	2800	40000	4270/6330	75/90000	18%

A continuación, se enumeran los aceros más comúnmente empleados en nuestro País dentro de estas especificaciones, así como las características físicas en las que se basan los esfuerzos para diseñar estructuras, tanques, calderas, barcos, etc.

DESIGNACION A.S.T.M. A-7

Límite Elástico mínimo aparente		Esfuerzo unitario a la rotura		Alargamiento mínimo en Probeta de 8"
kg/cm ²	lbs/pul. ²	kg/cm ²	lbs/pul. ²	
2320	33,000	4220	60,000	21%
		5060	72,000	

DESIGNACION A.S.T.M. A-36

Límite Elástico mínimo aparente		Esfuerzo Unitario a la rotura		Alargamiento mínimo en probeta de 8"
kg/cm ²	lbs/pul. ²	kg/cm ²	lbs/pul. ²	
2531	36,000	4220	60,000	20%
		5625	81,000	

DESIGNACION A.S.T.M. A-131

GRADO	Límite Elástico mínimo aparente		Esfuerzo Unitario a la rotura		Alargamiento mínimo en probeta de 8"
	Kg/cm ²	lbs/pulg. ²	Kg/cm ²	lbs/pulg. ²	
Estructural	2250	32000	4070/5000	58/71000	21%
Remaches	2100	30000	3860/4570	55/65000	23%

DESIGNACION A.S.T.M. A-242 Acero Bajo Aleación Alta resistencia

Espesor	Límite Elástico mínimo aparente		Esfuerzo Unitario a la rotura		Alargamiento mínimo en probeta de 8"	
	mm	pulg.	kg/cm ²	lbs/pul. ²		
4.75 a 19.0	3/16 a 3/4	3510	50000	4920	70000	18%
19.1 a 38	3/4 a 1 1/2	3230	46000	4710	67000	19%
38.1 a 100	1 1/2 a 4	2950	42000	4430	63000	16%

TABLE 1 Material Specifications

Material	ASTM Designation*
Plate to be bent or formed cold	A 283, Grade C*
Steel rivets	A 502, Grade 1*
Bolts and nuts	A 307, A 325
Cast steel	A 27, Grade 65-35*
Forgings (carbon steel)	A 235, Class 1
Hot-rolled sheets	A 570, Grade D
Hot-rolled strip	A 570, Grade D
Cold-formed tubing	A 500, Grade B
Hot-formed tubing	A 501

*These designations refer to the following specifications of the American Society for Testing and Materials:

A 283, Low and Intermediate Tensile Strength Carbon Steel Plate of Structural Quality,¹

A 502, Steel Structural Rivets,²

A 307, Low-Carbon Steel Externally and Internally Threaded Standard Fasteners,³

A 325, High Strength Bolts for Structural Steel Joints Including Suitable Nuts and Plain Hardened Washers,³

A 27, Mild- to Medium-Strength Carbon-Steel Castings for General Application,⁴

A 235, Carbon Steel Forgings for General Industrial Use,⁵

A 570, Hot-Rolled Carbon Steel Sheets and Strip, Structural Quality,⁶

A 500, Cold-Formed Welded and Seamless Carbon Steel Structural Tubing in Rounds and Shapes,⁷ and

A 501, Hot-Formed Welded and Seamless Carbon Steel Structural Tubing.⁸

*These have lower yield point than A 36 steel.

¹Annual Book of ASTM Standards, Part 2.

TABLE 2 Chemical Requirements

Product	Shapes*	Plates					Bars			
		To ¼ (19), incl.	Over ¼ to 1½ (19 to 38), incl.	Over 1½ to 2½ (38 to 64), incl.	Over 2½ to 4 (64 to 102), incl.	Over 4 (102)	To ¼ (19), incl.	Over ¼ to 1½ (19 to 38), incl.	Over 1½ to 4 (102), incl.	Over 4 (102)
Carbon, max. percent	0.26	0.25	0.25	0.26	0.27	0.29	0.26	0.27	0.28	0.29
Manganese, percent	0.80	0.80	0.85	0.85	...	0.60	0.60	0.60
Phosphorus, max. percent	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04
Sulfur, max. percent	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05
Silicon, percent	0.15	0.15	0.15
Copper, min. percent, when copper steel is specified	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20

*Manganese content of 0.85-1.35% and silicon content of 0.15-0.30% is required for shapes over 426 lbs. ft.

the specified thickness or diameter below $\frac{1}{8}$ in.

7

6. Bend Test Requirements

6.1 The bend test specimens shall stand

being bent cold through 180 deg without cracking on the outside of the bent portion to an inside diameter which shall have a relation to the thickness of the specimen as prescribed as Table 3.

TABLE 1 Chemical Requirements (Heat Analysis)

Element	Composition, %	
	Type 1	Type 2
Carbon, max	0.15	0.20
Manganese, max	1.00	1.35
Phosphorus, max	0.15	0.04
Sulfur, max	0.05	0.05
Copper, min	0.20	0.20*

* If chromium and silicon contents are each 0.50 min, then the copper 0.20 min requirement does not apply.

TABLE 2 Tensile Requirements

	Plates and Bars			Structural Shapes		
	For Thicknesses $\frac{3}{8}$ in. (19.1 mm), and under	For Thicknesses over $\frac{3}{8}$ to $1\frac{1}{2}$ in. (19.1 to 38.1 mm), incl.	For Thicknesses over $1\frac{1}{2}$ to 4 in. (38.1 to 101.6 mm), incl.	Groups 1 and 2	Group 3	Groups 4 and 5
Tensile strength, min, psi (MPa)	70 000 (480)	67 000 (460)	63 000 (435)	70 000 (480)	67 000 (460)	63 000 (435)
Yield point, min, psi (MPa)	50 000 (345)	46 000 (315)	42 000 (290)	50 000 (345)	46 000 (315)	42 000 (290)
Elongation in 8 in. or 200 mm, min, %	18**	18*	18*	18*	18	18
Elongation in 2 in. or 50 mm, min, %	...	21	21	21*

* See 5.2

** For wide flange shapes over 426 lb/ft elongation in 2 in. or 50 mm of 18% minimum applies.

* Elongation not required to be determined for floor plate.

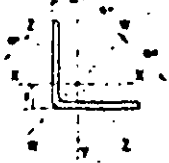
TABLE 3 Bend Test Requirements

Thickness of Material, in. (mm)	Ratio of Bend Diameter to Thickness of Specimen
To $\frac{1}{8}$ (19.1), incl	1
Over $\frac{1}{8}$ to 1 (19.1 to 25.4), incl	1½
Over 1 to 1½ (25.4 to 38.1), incl	2
Over 1½ to 2 (38.1 to 50.8), incl	2½
Over 2 to 4 (50.8 to 101.6), incl	3

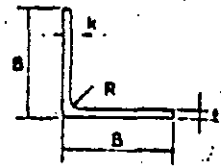
By publication of this standard no position is taken with respect to the validity of any patent rights in connection therewith, and the American Society for Testing and Materials does not undertake to insure anyone utilizing the standard against liability for infringement of any Letters Patent nor assume any such liability.

ANGULOS PERFIL ESTANDAR DE LADOS IGU.

APS



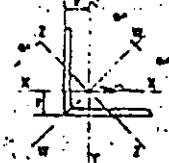
Propiedades para diseño y dimensiones para detallar



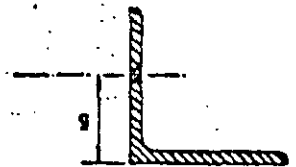
PERFIL	ESPESOR t		Peso Kg/m	A cm	R mm	EJE X-X' y Y-Y'			
	mm	Pulg.				I cm ⁴	S cm ³	Z cm	r _y cm
3/4 19.0	12	1/8	0.89	1.31	3.2	0.37	0.28	0.58	0.58
	4.8	3/16	1.25	1.99	3.3	0.50	0.39	0.56	0.66
7/8 22.2	12	1/8	1.04	1.32	3.2	0.58	0.38	0.66	0.66
	4.8	3/16	1.49	1.90	3.2	0.79	0.54	0.66	0.74
1 25.4	12	1/8	1.19	1.32	3.2	0.92	0.51	0.79	0.76
	4.8	3/16	1.73	2.21	3.2	1.25	0.72	0.76	0.81
	6.3	1/4	2.22	2.80	3.2	1.54	0.92	0.74	0.86
1 1/4 31.7	12	1/8	1.50	1.93	4.7	1.83	0.80	0.97	0.89
	4.8	3/16	2.20	2.79	4.7	2.54	1.16	0.97	0.97
	6.3	1/4	2.90	3.72	4.7	3.21	1.49	0.94	1.02
1 1/2 38.1	12	1/8	1.81	2.14	4.7	1.25	1.18	1.17	1.07
	4.8	3/16	2.68	3.43	4.7	4.58	1.64	1.17	1.12
	6.3	1/4	3.48	4.40	4.7	5.81	2.20	1.14	1.19
	7.9	3/16	4.26	5.40	4.7	6.66	2.62	1.12	1.24
	9.5	1/8	4.99	6.34	4.7	7.91	3.11	1.12	1.30
1 3/4 44.4	12	1/8	2.14	2.74	6.3	5.41	1.64	1.40	1.22
	4.8	3/16	3.15	4.03	6.3	7.49	2.29	1.37	1.30
	6.3	1/4	4.12	5.20	6.3	9.57	3.11	1.35	1.35
	7.9	3/16	5.04	6.39	6.3	11.21	3.77	1.32	1.40
2 50.8	12	1/8	2.46	3.10	6.3	7.91	2.13	1.60	1.40
	4.8	3/16	3.61	4.41	6.3	11.45	3.11	1.57	1.45
	6.3	1/4	4.79	6.06	6.3	14.57	4.10	1.55	1.50
	7.9	3/16	5.81	7.12	6.3	17.46	4.92	1.52	1.59
	9.5	1/8	6.79	8.17	6.3	19.98	5.74	1.50	1.64
2 1/2 63.5	4.8	3/16	4.61	7.17	6.3	22.89	4.92	1.98	1.75
	6.3	1/4	6.10	7.78	6.3	29.11	6.39	1.96	1.81
	7.9	3/16	7.44	9.08	6.3	35.38	7.87	1.91	1.89
	9.5	1/8	8.78	11.16	6.3	41.79	9.34	1.91	1.93

ANGULOS PERFIL ESTANDAR DE LADOS IGUALES

APS

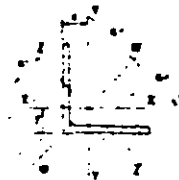


Propiedades para diseño y dimensiones para detallar



EJE W-W				EJE X-X				GRAMIL			
I	S	Z	r _y	I	S	Z	r _y	S	g	Distancia máxima de montaje y conexión	Separación máxima
cm ⁴	cm ³	cm	cm	cm ⁴	cm ³	cm	cm	cm ³	mm		
0.58	0.43	0.73	1.34	0.16	0.19	0.38	0.32	11	6.3	1/4	25
0.83	0.62	0.72	1.34	0.17	0.18	0.38	0.93	11	6.3	1/4	25
0.90	0.58	0.82	1.56	0.26	0.28	0.48	0.93	12	6.3	1/4	25
1.23	0.79	0.81	1.56	0.35	0.33	0.48	1.05	12	6.3	1/4	25
1.24	0.69	0.93	1.79	0.41	0.38	0.48	1.07	14	9.5	3/8	30
2.08	1.16	0.93	1.79	0.41	0.56	0.48	1.14	14	9.5	3/8	30
2.49	1.39	0.91	1.79	0.43	0.69	0.48	1.21	14	9.5	3/8	30
2.91	1.30	1.19	2.24	0.83	0.66	0.60	1.25	18	12.7	1/2	45
3.74	1.67	1.19	2.24	0.83	0.61	0.60	1.37	18	12.7	1/2	45
4.99	2.23	1.16	2.24	1.24	0.86	0.60	1.44	18	12.7	1/2	45
5.41	2.01	1.47	2.69	1.24	0.82	0.73	1.51	20	12.7	1/2	45
7.07	2.63	1.44	2.69	1.66	1.05	0.73	1.58	20	12.7	1/2	45
8.74	3.24	1.42	2.69	2.49	1.48	0.73	1.68	20	12.7	1/2	45
10.40	3.86	1.39	2.69	2.91	1.66	0.73	1.75	20	12.7	1/2	45
12.07	4.48	1.37	2.69	3.33	1.82	0.73	1.83	20	12.7	1/2	45
8.73	2.78	1.72	3.14	2.08	1.21	0.86	1.72	25	15.9	5/8	50
11.65	3.71	1.70	3.14	2.91	1.59	0.86	1.83	25	15.9	5/8	50
14.56	4.64	1.67	3.14	3.74	1.97	0.86	1.90	25	15.9	5/8	50
17.48	5.56	1.65	3.14	4.57	2.32	0.86	1.97	25	15.9	5/8	50
12.49	3.18	1.97	3.58	3.32	1.68	0.99	1.97	30	15.9	5/8	50
17.48	4.88	1.95	3.58	4.57	2.28	0.99	2.00	30	15.9	5/8	50
22.47	6.27	1.93	3.58	5.82	2.77	0.99	2.10	30	15.9	5/8	50
26.63	7.43	1.90	3.58	7.07	3.24	0.99	2.13	30	15.9	5/8	50
30.80	8.60	1.87	3.58	8.32	3.61	0.99	2.30	30	15.9	5/8	50
36.62	8.15	2.46	4.49	9.15	3.70	1.34	2.47	35	19.0	3/4	63
45.36	10.10	2.41	4.49	11.63	4.58	1.31	2.54	35	19.0	3/4	63
55.15	12.32	2.41	4.49	14.56	5.51	1.24	2.64	35	19.0	3/4	63
64.09	14.27	2.35	4.49	17.06	6.29	1.24	2.71	35	19.0	3/4	63

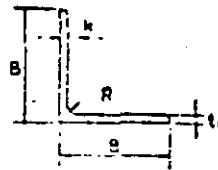
ANGULOS PERFIL ESTANDAR
DE LADOS IGUALES



ANGULOS PERFIL STANDARD
DE LADOS IGUALES

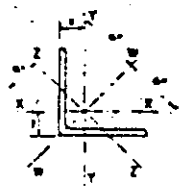
A.P.S.

Propiedades para diseño y dimensiones para detallar



PESADO	ESPAESOR d		Peso Kg/m.	A cm.	B cm.	EJE X-X + Y-Y			I _{xy} cm ⁴
	mm.	Pulg.				I _x cm ⁴	I _y cm ⁴	S _x cm ³	
3 762	6.8	1/4	7.29	9.29	7.9	51.60	5.20	2.8	2.13
	7.9	5/16	9.08	11.48	7.9	62.90	11.60	2.34	2.21
	9.5	3/8	10.72	13.61	7.9	73.30	13.60	2.31	2.26
	11.1	7/16	12.35	15.65	7.9	82.50	15.60	2.31	2.31
	12.7	1/2	13.99	17.74	7.9	92.40	17.50	2.29	2.36
15.4	5/8	17.11	21.68	7.9	109.10	21.40	2.24	2.49	
4 101.6	6.3	1/4	9.82	12.52	9.5	124.90	17.20	3.18	2.77
	7.9	5/16	12.20	15.48	9.5	154.40	21.10	3.15	2.84
	9.5	3/8	14.54	18.45	9.5	181.50	24.90	3.12	2.89
	11.1	7/16	16.82	21.35	9.5	206.50	28.70	3.12	2.94
	12.7	1/2	19.05	24.19	9.5	231.40	32.30	3.10	2.99
	15.4	5/8	23.36	29.74	9.5	277.20	39.80	3.05	3.12
	19.0	3/4	27.53	35.10	9.5	318.80	46.10	3.02	3.22
5 127.0	9.5	3/8	18.30	23.29	12.7	363.8	39.7	3.96	3.53
	11.1	7/16	21.28	26.97	12.7	417.1	45.7	3.94	3.58
	12.7	1/2	24.11	30.65	12.7	466.3	51.6	3.91	3.63
	15.9	5/8	29.76	37.81	12.7	565.3	63.3	3.86	3.76
	19.0	3/4	35.12	44.77	12.7	655.2	74.2	3.81	3.86
6 152.4	9.5	3/8	22.17	28.13	12.7	640.6	57.8	4.78	4.16
	11.1	7/16	25.60	32.65	12.7	735.9	66.7	4.75	4.22
	12.7	1/2	29.17	37.10	12.7	825.7	75.5	4.72	4.27
	14.3	9/16	32.59	41.48	12.7	918.6	84.2	4.70	4.34
	15.9	5/8	36.01	45.87	12.7	1005.6	92.5	4.67	4.39
	19.0	3/4	42.71	54.45	12.7	1171.7	109.1	4.65	4.52
	22.2	7/8	49.26	62.77	12.7	1328.6	125.0	4.60	4.62
	25.4	1	55.66	70.97	12.7	1476.0	140.0	4.57	4.72

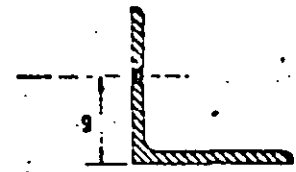
ANGULOS PERFIL ESTANDAR
DE LADOS IGUALES



ANGULOS PERFIL STANDARD
DE LADOS IGUALES

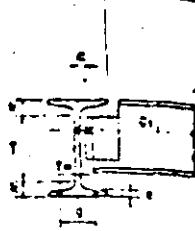
A.P.S.

Propiedades para diseño y dimensiones para detallar



PESADO	EJE W-W			EJE X-X			S	GRAMIL				
	I _w cm ⁴	S _w cm ³	r _w cm	I _x cm ⁴	S _x cm ³	r _x cm		g	mm	in		
3	78.66	14.62	2.94	5.38	20.39	6.86	1.49	2.97	45	22.2	7/8	75
	96.98	18.02	2.92	5.38	24.97	9.21	1.47	3.04	45	22.2	7/8	75
	112.79	20.96	2.89	5.38	29.55	9.41	1.47	3.14	45	22.2	7/8	75
	128.19	23.82	2.87	5.38	33.71	10.34	1.47	3.26	45	22.2	7/8	75
	142.76	26.53	2.84	5.38	38.29	11.53	1.47	3.32	45	22.2	7/8	75
	158.16	29.39	2.82	5.38	42.45	12.05	1.47	3.52	45	22.2	7/8	75
	191.89	26.72	3.96	7.18	48.10	12.30	2.00	3.91	60	22.2	7/8	75
	239.33	33.33	3.93	7.18	61.60	15.36	2.00	4.01	60	22.2	7/8	75
	283.03	39.41	3.91	7.18	73.25	18.17	1.98	4.03	60	22.2	7/8	75
	322.99	44.98	3.88	7.18	83.66	20.15	1.98	4.15	60	22.2	7/8	75
4	361.28	50.31	3.86	7.18	91.43	22.44	1.98	4.21	60	22.2	7/8	75
	433.71	60.40	3.81	7.18	115.71	25.35	1.98	4.39	60	22.2	7/8	75
	497.19	69.27	3.75	7.18	136.10	29.97	1.95	4.54	60	22.2	7/8	75
	579.6	64.6	4.99	8.96	148.0	29.8	2.52	4.97	70	25.4	1	90
	662.9	74.0	4.96	8.96	171.1	33.8	2.52	5.06	70	25.4	1	90
	746.5	83.3	4.94	8.96	190.1	37.2	2.49	5.12	70	25.4	1	90
	897.3	100.5	4.87	8.96	233.3	43.9	2.48	5.31	70	25.4	1	90
	1035.5	115.6	4.82	8.96	275.3	50.5	2.48	5.45	70	25.4	1	90
	1018.6	91.6	6.02	10.76	262.6	44.7	3.05	5.88	90	25.4	1	90
	1173.5	109.0	5.99	10.76	298.3	50.1	3.02	5.96	90	25.4	1	90
1326.1	123.3	5.97	10.76	331.3	54.9	2.99	6.03	90	25.4	1	90	
1464.6	136.0	5.94	10.76	372.6	60.8	2.99	6.12	90	25.4	1	90	
1604.8	149.2	5.92	10.76	406.4	65.6	2.98	6.20	90	25.4	1	90	
1859.2	172.7	5.85	10.76	484.2	75.9	2.98	6.38	90	25.4	1	90	
2101.8	196.2	5.79	10.76	555.4	85.1	2.97	6.52	90	25.4	1	90	
2327.8	203.3	5.73	10.76	624.2	93.7	2.96	6.66	90	25.4	1	90	

VIGAS I PERFIL ESTANDAR
IPS
DIMENSIONES PARA DETALLAR



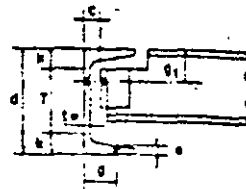
PERFIL	PESO Kg/m	PERALTE d cm	PANTON Amplio b cm	Esp. Panton d mm	Esp. web t mm	DIMENSIONES				GRAMEL AGARRE		G. Max. cm
						a	T	b	d'	a'	a''	
3	8.41	76	60	6	4	28	18	14	33	5	6	9.3
76.2	11.16	76	64	6	10	29	48	14	38	7	6	9.5
4	11.46	102	68	8	5	32	70	16	51	5	8	12.7
101.6	14.14	102	71	8	8	32	70	16	51	6	8	12.7
5	14.88	127	76	8	6	35	91	18	51	5	40	8
127.0	21.95	127	83	8	13	35	91	18	51	5	40	8
6	18.60	152	85	10	6	39	114	19	51	5	44	10
152.4	25.67	152	92	10	13	39	114	19	51	8	44	10
7	22.77	178	92	10	6	44	136	21	57	5	57	10
177.8	29.76	178	98	10	11	44	136	21	57	8	57	10
8	27.38	203	102	11	8	48	159	22	57	6	57	11
203.2	34.23	203	105	11	11	48	159	22	57	8	57	11
10	37.80	254	118	13	8	55	204	25	64	6	70	13
254	52.09	254	127	13	16	55	204	25	64	10	70	13
12	47.32	305	127	14	10	60	247	29	64	7	76	14
304.8	52.09	305	129	14	11	60	247	29	64	7	76	14

VIGAS I PERFIL ESTANDAR
IPS
PROPIEDADES PARA DISEÑO



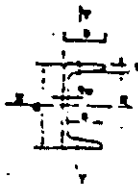
PERFIL	PESO Kg/m	AREA cm²	PERALTE d mm	PANTON Amplio b cm	Esp. Panton d mm	Esp. web t mm	d cm	EJE X-X			EJE Y-Y		
								I	S	V	I	S	V
3	8.45	10.58	76.2	59.18	6.20	4.32	1.95	104.1	27.4	3.14	19.1	6.6	1.35
76.2	11.16	14.00	76.2	63.73	6.20	8.56	1.81	120.7	31.7	2.93	24.6	7.7	1.32
4	11.46	14.26	101.6	67.56	7.44	4.83	2.02	249.7	49.2	4.17	32.0	9.5	1.50
101.6	14.14	17.81	101.6	71.02	7.44	8.28	1.92	278.9	54.9	3.96	37.9	10.7	1.47
5	14.88	18.52	127.0	76.20	8.28	5.33	2.00	503.6	79.3	5.21	49.9	13.1	1.65
127.0	21.95	27.68	127.0	83.41	8.28	12.55	1.84	624.3	98.3	4.75	70.5	16.9	1.60
6	18.60	23.29	152.4	84.54	9.12	5.84	1.98	907.4	119.0	6.25	74.9	17.2	1.79
152.4	25.67	32.39	152.4	90.55	9.12	11.81	1.85	1082.2	142.0	5.79	95.7	21.2	1.73
7	22.77	28.58	177.8	92.96	9.96	6.35	1.93	1566.3	169.5	7.26	112.3	24.2	1.98
177.8	29.76	37.61	177.8	98.04	9.96	11.43	1.82	1744.0	196.6	6.81	129.0	28.3	1.85
8	27.38	34.45	203.2	101.60	10.80	6.86	1.86	2368.4	234.0	8.29	158.2	31.1	2.14
203.2	34.23	43.29	203.2	105.94	10.80	11.20	1.78	2672.2	264.0	7.85	181.1	34.5	2.06
10	37.80	47.61	254.0	118.36	12.47	7.87	1.72	5882.2	399.5	10.44	252.2	45.5	2.46
254	52.09	65.94	254.0	125.58	12.47	15.09	1.62	6887.7	478.5	9.66	311.6	56.4	2.11
12	47.32	59.74	304.8	127.00	13.82	8.49	1.74	8982.1	589.9	12.37	361.4	62.3	2.57
304.8	52.09	65.94	304.8	125.96	13.82	10.87	1.71	9449.6	619.4	11.84	411.2	74.5	2.52

CANALES PERFILES ESTANDAR
CPS
DIMENSIONES PARA DETALLAR



PERFIL	PESO	PATIN			S	DIMENSIONES				GRANZ. AGARR. TORNEADO		
		ANCHO	ESP. PROF.	ESP. ALA		T	L	B	C	E	F	G
3	6.16	36	7	4	32	44	16	38	6	24	6	10
	7.44	38	7	7	31	44	16	20	8	24	6	10
	8.93	41	7	9	32	44	16	38	11	25	8	10
4	8.04	40	8	5	35	70	16	51	7	25	6	13
	10.79	44	8	8	36	70	16	51	10	25	8	16
5	9.97	44	8	5	39	91	18	51	7	25	8	16
	13.39	48	8	8	40	91	18	51	10	29	8	16
6	12.20	49	9	5	44	114	19	57	7	29	8	16
	15.63	52	9	8	44	114	19	57	10	29	10	16
	19.35	55	9	11	44	114	19	57	13	35	8	16
7	14.58	53	9	5	48	136	21	57	7	32	10	16
	18.21	56	9	8	48	136	21	57	10	32	10	16
	21.95	59	9	11	47	136	21	57	13	32	10	16
8	17.11	57	10	6	51	161	21	57	6	35	10	19
	20.60	60	10	8	52	161	21	57	10	35	10	19
	27.90	64	10	12	52	161	21	57	14	38	10	19
10	22.76	66	11	6	60	210	22	97	16	38	11	19
	31.20	73	11	13	60	210	22	97	19	40	11	19
	44.64	73	11	17	60	210	22	97	24	40	11	19
12	30.50	75	13	7	68	254	25.5	91	16	50	13	19
	41.20	77	13	10	67	254	25.5	91	19	50	13	19
	49.64	81	13	13	68	254	25.5	91	22	50	13	19

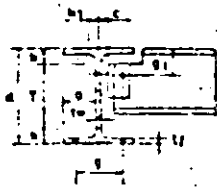
CANALES PERFILES ESTANDAR
CPS
PROPIEDADES PARA DISEÑO



PERFIL	PESO	AREA	PATIN		S	EJE X-X			EJE Y-Y			
			ANCHO	ESP. PROF.		E	F	G	E	F	G	
3	6.16	728	35.81	6.93	4.32	76.6	17.5	2.95	5.32	3.44	1.04	1.12
	7.44	942	38.05	6.93	6.55	74.9	19.7	2.52	10.41	3.93	1.04	1.12
	8.93	1129	40.54	6.93	9.04	87.4	22.9	2.78	12.90	4.43	1.07	1.17
4	8.04	1006	40.13	7.52	4.57	158.2	31.1	3.98	13.32	4.75	1.14	1.17
	10.79	1368	43.69	7.52	8.13	187.3	36.9	3.70	18.31	5.74	1.17	1.17
5	9.97	1253	44.45	8.13	4.83	308.0	46.5	4.95	19.98	6.23	1.27	1.24
	13.39	1697	47.88	8.13	8.26	366.3	57.7	4.65	26.64	7.37	1.24	1.22
6	12.20	1542	48.77	8.71	5.08	541.1	71.0	5.94	29.14	8.19	1.37	1.32
	15.63	1981	51.66	8.71	7.98	628.5	82.5	5.64	36.21	9.34	1.35	1.27
	19.35	2458	54.79	8.71	11.10	720.1	94.5	5.41	45.79	10.65	1.35	1.32
7	14.58	1839	53.09	9.30	5.33	878.2	98.8	6.91	40.79	10.32	1.50	1.40
	18.21	2310	55.73	9.30	7.98	1003.1	112.5	6.58	49.95	11.63	1.47	1.35
	21.95	2787	58.39	9.30	10.64	1127.9	126.9	6.38	58.27	12.95	1.45	1.35
8	17.11	2168	57.40	9.91	5.59	1344.4	132.3	7.87	54.11	12.95	1.60	1.47
	20.60	2594	59.51	9.91	7.70	1490.1	146.6	7.59	62.43	14.09	1.57	1.42
	27.90	3542	64.19	9.91	12.37	1818.9	179.0	7.16	81.25	16.39	1.52	1.45
10	22.76	2897	66.04	11.07	6.10	2605.4	221.2	8.93	94.90	19.01	1.81	1.61
	31.20	4742	73.30	11.07	13.36	3796.0	298.2	8.94	139.55	24.25	1.72	1.57
	44.64	5690	77.04	11.07	17.09	4237.2	339.2	8.69	163.90	27.04	1.70	1.65
12	30.50	3929	74.73	12.72	7.16	5369.4	352.3	11.71	161.50	28.35	2.03	1.87
	41.20	4742	77.34	12.72	9.83	5933.7	394.9	11.25	136.05	30.81	1.98	1.81
	49.64	5690	80.52	12.72	12.95	6742.9	442.4	10.89	213.94	31.76	1.94	1.81

AS I PERFIL B' ANGULAR IPⁿ

DIMENSIONES PARA DETALLAR



PERFIL	PESO	PERALTE	PATIN		ESPESOR	DISTANCIAS					GRAMOS	
			Ancho	Exponer		a	T	b	si	si		
IP 4	125	148	100	5	4	48	127	11	10	51	5	57
IP 4	179	152	102	7	6	48	124	14	11	51	5	57
IP 4	215	159	102	10	7	48	125	17	11	57	5	57
IP 4	149	201	100	5	9	48	174	13	10	51	5	57
IP 4	194	203	102	6	6	48	175	14	11	51	5	57
IP 4	224	206	102	8	6	48	174	16	11	51	5	57
IP 5 1/4	253	203	131	8	6	63	171	16	11	51	5	70
IP 5 1/4	295	206	133	10	6	63	172	17	11	57	5	70
IP 4	171	251	100	5	9	48	225	13	10	51	5	57
IP 4	224	254	102	7	6	48	221	14	11	51	5	57
IP 4	253	257	102	8	6	48	225	16	11	51	5	57
IP 4	283	260	102	10	6	48	222	17	11	57	5	57
IP 5 1/4	313	251	146	9	6	70	219	16	11	57	5	70
IP 5 1/4	373	256	146	11	6	70	218	19	11	57	5	70
IP 5 1/4	412	259	147	13	7	69	219	20	11	57	6	70
IP 4	209	302	100	6	5	48	274	14	10	51	5	57
IP 4	246	305	102	7	6	48	271	16	11	51	5	57
IP 4	283	309	102	9	6	46	274	17	11	57	5	57
IP 4	323	313	102	11	7	45	273	19	11	57	5	57
IP 6 1/2	403	304	165	10	6	77	264	21	13	57	5	59
IP 6 1/2	462	307	166	12	7	77	264	22	13	57	5	59
IP 6 1/2	517	311	167	14	8	77	264	24	13	57	5	59
IP 8	596	303	203	13	8	97	247	20	19	63	6	140
IP 8	671	306	204	15	9	97	245	20	19	63	6	140
IP 8	745	309	205	16	9	94	247	22	21	63	6	140
IP 8	847	352	171	19	7	82	310	21	14	57	5	55
IP 8	907	356	171	12	7	81	310	23	14	63	6	89
IP 8	966	359	172	13	8	81	311	24	14	63	6	89
IP 8	1411	347	201	15	8	97	265	20	19	63	6	140
IP 8	1515	351	204	15	9	97	260	20	19	63	6	140
IP 8	1700	354	205	17	9	96	260	21	21	63	6	140
IP 8	334	403	177	11	8	85	359	22	14	63	6	89
IP 8	396	406	178	13	8	85	356	25	14	63	6	89
IP 8	471	409	179	14	10	84	359	25	14	63	6	89
IP 8	545	413	180	15	10	85	359	27	14	63	6	89
IP 8	964	454	221	17	10	106	306	32	19	70	6	140
IP 8	1043	457	222	19	11	106	301	33	19	70	6	140
IP 8	1147	461	223	21	12	104	306	35	21	70	8	140
IP 8	1257	465	224	23	13	106	301	34	21	70	8	140
IP 8	1410	461	225	21	13	102	300	35	21	70	8	140
IP 8	1515	465	229	23	14	102	301	38	21	70	10	140
IP 8	1700	469	231	25	15	101	300	41	22	70	10	140

VIGAS I PERFIL RECTANGULAR IPR

PROPIEDADES PARA DISEÑO

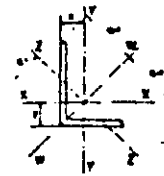
PERFIL	AREA	PESO	PATIN		ESPESOR	d	EJE X-X			EJE Y-Y		
			Ancho	Exponer			I	S	Z	I	S	Z
IPR 4	1611	148	100	49	4.5	302	616	83	617	766	15	1212
IPR 4	2277	152	102	71	5.8	239	905	119	679	1292	21	1517
IPR 4	3035	159	102	103	6.6	151	1309	165	656	1678	35	2124
IPR 4	1904	204	100	52	4.3	387	1282	157	825	1250	18	1212
IPR 4	2471	209	102	65	5.8	316	1644	162	825	1620	21	1212
IPR 4	2658	200	102	80	6.2	252	1908	193	825	1874	21	1212
IPR 5 1/4	3226	206	131	78	5.8	156	2348	231	854	2077	42	2124
IPR 5 1/4	3793	206	131	96	6.5	161	2880	261	871	2537	52	2124
IPR 4	2187	200	100	52	4.6	484	2160	172	826	1816	17	1212
IPR 4	2438	204	102	68	5.8	366	2724	219	826	2261	21	1212
IPR 4	3213	206	102	84	6.1	288	3458	258	826	3020	24	1212
IPR 4	3619	206	102	100	6.4	255	4104	294	826	3552	34	2124
IPR 5 1/4	3896	206	131	116	6.6	169	4884	352	852	4052	55	2124
IPR 5 1/4	4742	206	131	146	7.4	161	5544	408	852	4628	72	2124
IPR 5 1/4	5506	209	147	127	7.3	179	6547	468	852	5406	94	2124
IPR 4	3071	302	100	57	5.1	525	3071	204	1171	1874	17	1212
IPR 4	3135	305	102	68	5.8	451	3784	234	1181	2361	21	1212
IPR 4	3625	309	102	84	6.1	344	4615	274	1181	2827	24	1212
IPR 4	4174	313	102	100	6.6	284	5481	314	1181	3366	34	2124
IPR 6 1/2	5142	304	165	102	6.1	181	6484	358	1288	4214	55	2124
IPR 6 1/2	5854	307	166	118	6.7	157	7624	405	1298	4914	72	2124
IPR 6 1/2	6532	311	167	137	7.2	159	8807	453	1308	5614	94	2124
IPR 8	7504	306	203	151	7.5	144	10407	501	1314	6414	121	2124
IPR 8	8542	306	204	176	8.3	135	12007	549	1324	7214	148	2124
IPR 8	9604	309	205	193	9.1	122	13607	597	1334	8014	175	2124
IPR 8	5089	352	171	97	6.9	212	1204	304	1408	6720	55	2124
IPR 8	6052	356	171	115	7.4	181	1417	352	1418	7720	72	2124
IPR 8	7014	359	172	133	7.9	151	1630	399	1428	8720	94	2124
IPR 8	8161	367	173	154	8.4	128	1846	447	1438	9720	121	2124
IPR 8	9161	371	174	174	8.8	114	2064	495	1448	10720	148	2124
IPR 8	10161	375	174	194	9.3	106	2284	543	1458	11720	175	2124
IPR 8	11161	379	174	214	9.7	94	2504	591	1468	12720	202	2124
IPR 8	12161	383	174	234	10.1	86	2724	639	1478	13720	229	2124
IPR 8	13161	387	174	254	10.5	78	2944	687	1488	14720	256	2124
IPR 8	14161	391	174	274	10.9	72	3164	735	1498	15720	283	2124
IPR 8	15161	395	174	294	11.3	66	3384	783	1508	16720	310	2124
IPR 8	16161	399	174	314	11.7	60	3604	831	1518	17720	337	2124
IPR 8	17161	403	174	334	12.1	54	3824	879	1528	18720	364	2124
IPR 8	18161	407	174	354	12.5	48	4044	927	1538	19720	391	2124
IPR 8	19161	411	174	374	12.9	42	4264	975	1548	20720	418	2124
IPR 8	20161	415	174	394	13.3	36	4484	1023	1558	21720	445	2124

LISTA GENERAL DE PRODUCTOS LAMINADOS

DIMENSIONES Y PESOS.



ANGULOS PERFIL ESTANDAR DE LADOS DESIGUALES APS



PROPIEDADES PARA DISEÑO DIMENSIONES PARA DETALLAR

PLACA		
ESPESOR		PESO
mm	pulgadas	kg/m ²
5	3/16	37.4
6	1/4	49.8
8	5/16	62.2
10	3/8	74.7
11	7/16	87.1
13	1/2	99.6
14	9/16	112.0
16	5/8	124.5
17	11/16	137.0
19	3/4	149.4
22	7/8	174.3
25	1	199.2
29	1 1/8	224.1
32	1 1/4	249.0
35	1 3/8	274.0
38	1 1/2	298.9
44	1 3/4	343.6
51	2	363.4

LAMINA		
Calibre No.	Espesor mm	Peso kg/m ²
10	3.42	27.5
11	3.04	24.0
12	2.66	21.4
13	2.28	18.3
14	1.90	14.3
15	1.71	13.7
16	1.52	12.2
17	1.37	11.0
18	1.21	9.8
19	1.06	8.5
20	0.91	7.3
21	0.84	6.7
22	0.76	6.1
23	0.68	5.5
24	0.61	4.9
25	0.53	4.3
26	0.46	3.7

LAMINA		
Calibre No.	Espesor mm	Peso kg/m ²
7	4.15	34.6
8	4.18	35.0
9	3.60	30.0

PLATEL	Espesor (t)		Peso	A	B	EJE x-x				EJE y-y				EJE z-z
	mm	pulg.				I	r	S	r	I	r	S	r	
4x3 101.6x76.2	6.3	1/4	8.63	10.90	9.5	115.3	3.25	16.39	3.15	56.6	2.26	9.53	1.88	1.6
	7.9	5/16	10.72	13.45	9.5	140.7	3.23	20.16	3.20	63.7	2.25	11.96	1.93	1.6
	9.5	3/8	12.65	16.00	9.5	164.8	3.20	23.93	3.25	79.9	2.23	14.26	1.98	1.6
	11.1	7/16	14.55	18.51	9.5	185.1	3.18	27.53	3.30	90.7	2.21	16.22	2.03	1.6
	12.7	1/2	16.52	20.96	9.5	210.2	3.16	30.97	3.38	100.7	2.19	18.36	2.11	1.6
	15.9	5/8	20.24	25.67	9.5	251.0	3.12	37.69	3.48	119.5	2.15	22.13	2.21	1.6
19.0	3/4	23.81	30.26	9.5	288.4	3.09	43.91	3.60	136.5	2.12	25.73	2.34	1.6	
6x4 152.4x101.6	7.9	5/16	15.19	19.44	12.7	472.7	4.93	45.58	4.87	173.1	2.98	22.10	2.33	2.2
	9.5	3/8	18.31	23.29	12.7	560.6	4.91	54.40	4.93	203.9	2.96	26.22	2.39	2.2
	11.1	7/16	21.25	26.97	12.7	643.5	4.88	62.76	4.98	233.1	2.94	30.31	2.44	2.2
	12.7	1/2	24.11	30.65	12.7	723.8	4.86	70.96	5.05	261.0	2.92	34.08	2.51	2.2
	15.9	5/8	29.76	37.81	12.7	877.0	4.82	87.02	5.16	313.0	2.88	41.62	2.62	2.1
	19.0	3/4	35.12	44.77	12.7	1020.2	4.77	102.42	5.28	361.3	2.84	48.67	2.74	2.1
22.2	7/8	40.45	51.45	12.7	1154.2	4.73	117.17	5.38	405.8	2.80	55.55	2.84	2.1	

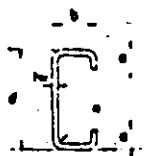
NOTA: Los gramilles y diámetros máximos de agujero deberán tomarse para cada lado como ángulos de los lados iguales.

CANALES DE LAMINA DOBLADA

CANAL PERFIL LIGERO DOS PATINES ATIESADOS
FORMADO EN FRIO

C.P.L. 2

DIMENSIONES PARA DETALLAR



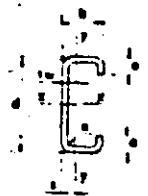
PERFIL Pulg	Calor mm	Espesor mm	Peso Kg/m	Area cm ²	d		h	
					mm	mm	mm	mm
12-3 1/2	10	3.42	13.74	17.39	404.8	88.9	25.4	4.8
	12	2.66	10.66	13.49	304.8	88.9	22.9	1.5
10-3 1/2	10	3.42	12.37	13.65	254.0	88.9	25.4	4.8
	12	2.66	9.59	12.14	254.0	88.9	22.9	4.8
	14	1.90	6.82	8.63	254.0	88.9	17.8	2.4
9-3 1/4	10	3.42	11.34	14.35	228.6	82.6	25.4	4.8
	12	2.66	8.68	10.99	228.6	82.6	20.3	4.8
	14	1.90	6.24	7.90	228.6	82.6	17.8	2.4
	16	1.52	4.96	6.27	228.6	82.6	15.2	2.4
8-3	10	3.42	10.17	12.88	203.2	76.2	22.9	4.8
	12	2.66	7.88	9.98	203.2	76.2	20.3	4.8
	14	1.90	5.67	7.18	203.2	76.2	17.8	2.4
	16	1.52	4.50	5.69	203.2	76.2	15.2	2.4
7-2 3/4	10	3.42	9.01	11.40	177.8	69.9	20.3	4.8
	12	2.66	7.08	8.96	177.8	69.9	20.3	4.8
	14	1.90	5.10	6.46	177.8	69.9	17.8	2.4
	16	1.52	4.04	5.11	177.8	69.9	15.2	2.4
6-2 1/2	10	3.42	7.84	9.92	152.4	63.5	17.8	4.8
	12	2.66	6.17	7.82	152.4	63.5	17.8	4.8
	14	1.90	4.53	5.73	152.4	63.5	17.8	2.4
	16	1.52	3.58	4.53	152.4	63.5	15.2	2.4
5-2	10	3.42	6.47	8.19	127.0	50.8	17.8	4.8
	12	2.66	5.11	6.46	127.0	50.8	17.8	4.8
	14	1.90	3.69	4.67	127.0	50.8	15.2	2.4
	16	1.52	2.91	3.69	127.0	50.8	12.7	2.4
	18	1.21	2.33	2.95	127.0	50.8	12.7	2.4
4-2	10	3.42	5.78	7.32	101.6	50.8	17.8	4.8
	12	2.66	4.57	5.79	101.6	50.8	17.8	4.8
	14	1.90	3.33	4.18	101.6	50.8	15.2	2.4
	16	1.52	2.61	3.30	101.6	50.8	12.7	2.4
	18	1.21	2.09	2.65	101.6	50.8	12.7	2.4
3 1/2-2	10	3.42	5.44	6.88	88.9	50.8	17.8	4.8
	12	2.66	4.31	5.45	88.9	50.8	17.8	4.8
	14	1.90	3.12	3.94	88.9	50.8	15.2	2.4
	16	1.52	2.43	3.11	88.9	50.8	12.7	2.4
	18	1.21	1.97	2.49	88.9	50.8	12.7	2.4
3-1 3/4	12	2.66	3.77	4.78	76.2	44.5	17.8	4.8
	14	1.90	2.96	3.77	76.2	44.5	12.7	2.4
	16	1.52	2.16	2.73	76.2	44.5	12.7	2.4
	18	1.21	1.68	2.12	76.2	44.5	10.2	2.4

CANALES DE LAMINA DOBLADA

CANAL PERFIL LIGERO DOS PATINES ATIESADOS
FORMADO EN FRIO

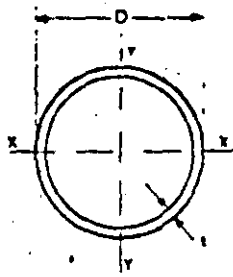
C.P.L. 2

PROPIEDADES PARA DISEÑO



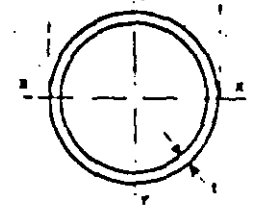
PERFIL	SE EFECTIVO FLEXION Kg/cm ²	EJE X-X			EJE Y-Y			m	n	FACTOR COL. O FLEXION Kg/cm ²
		Ix cm ⁴	Sx cm ³	rx cm	Iy cm ⁴	Sy cm ³	ry cm			
12	151.10	2133.24	151.10	11.38	164.82	25.00	3.08	2.31	1.59	0.70
	11.07	1920.11	119.43	11.61	126.59	19.05	3.06	2.24	1.57	0.64
10	119.27	1514.78	119.27	9.84	155.00	21.44	3.15	2.55	1.82	0.77
	92.05	1183.61	91.20	9.87	119.41	19.62	3.14	2.48	1.80	0.70
	66.51	850.22	66.95	9.91	82.83	12.67	3.10	2.35	1.61	0.56
9	98.09	1128.07	98.09	8.86	124.91	21.51	2.95	2.43	1.63	0.60
	78.88	870.54	76.16	8.91	91.84	15.44	2.89	2.31	1.53	0.73
	51.26	634.98	55.55	8.88	66.86	11.14	2.91	2.26	1.44	0.60
	38.28	505.05	44.19	8.87	51.69	8.51	2.87	2.18	1.38	0.52
8	78.87	801.37	78.87	7.99	84.13	17.66	2.70	2.29	1.36	0.64
	61.71	626.89	61.71	7.93	72.33	13.38	2.69	2.22	1.33	0.77
	42.54	458.63	45.14	7.99	52.81	9.68	2.71	2.16	1.25	0.65
7	31.86	364.86	35.91	8.01	40.80	7.37	2.68	2.09	1.18	0.56
	61.28	544.78	61.28	6.91	68.89	14.17	2.46	2.14	1.10	0.67
6	48.75	433.37	48.75	6.95	55.81	11.48	2.50	2.14	1.15	0.81
	34.41	318.17	35.79	7.02	40.85	8.31	2.52	2.07	1.05	0.70
	25.91	254.21	28.48	7.04	31.60	6.33	2.49	2.00	1.00	0.61
	45.86	349.47	45.86	5.91	48.45	11.05	2.21	1.97	1.04	0.92
5	36.61	278.93	36.61	5.97	36.47	9.00	2.25	1.97	1.02	0.86
	26.91	209.02	27.49	6.04	30.77	7.05	2.32	1.98	1.07	0.76
	20.42	166.59	21.85	6.06	23.73	5.34	2.29	1.91	1.01	0.67
	30.65	194.62	30.65	4.88	25.93	7.33	1.78	1.64	1.02	0.84
	23.00	156.19	24.60	4.92	21.32	6.19	1.82	1.63	1.03	0.91
4	18.28	116.18	18.28	4.99	15.79	4.51	1.84	1.58	1.01	0.81
	14.33	92.45	14.56	5.01	12.11	3.39	1.81	1.51	1.01	0.74
	11.04	74.53	11.73	5.02	9.97	2.76	1.83	1.51	1.01	0.67
	22.52	114.38	22.52	4.98	23.52	7.19	1.71	1.51	1.01	1.00
	18.15	92.18	18.15	4.99	19.47	5.92	1.81	1.51	1.01	0.97
3 1/2	13.00	69.99	13.00	4.98	14.51	4.46	1.86	1.51	1.01	0.88
	10.68	55.21	10.87	4.99	11.15	3.29	1.84	1.48	1.01	0.82
	8.21	44.58	8.78	4.97	9.10	2.67	1.85	1.48	1.01	0.75
	18.74	81.29	18.74	4.98	22.06	6.97	1.79	1.51	1.01	1.00
	15.14	67.31	15.14	4.98	18.19	5.75	1.81	1.51	1.01	0.97
3	11.42	50.75	11.42	4.98	13.74	4.26	1.87	1.45	1.01	0.85
	9.08	40.65	9.15	4.92	10.88	3.29	1.85	1.47	1.01	0.81
	6.89	32.86	7.39	4.93	8.61	2.61	1.86	1.48	1.01	0.74
	11.16	42.31	11.16	4.98	12.25	4.54	1.60	1.75	1.01	1.00
	8.81	31.72	8.81	4.98	9.22	3.08	1.61	1.61	1.01	0.96
3	6.81	25.98	6.81	4.98	7.22	2.55	1.63	1.62	1.01	0.81
	5.22	20.68	5.49	4.98	5.47	1.87	1.66	1.64	1.01	0.74

VARIACIONES DE TUBOS DE ACERO



Diametro Nominal Pulg. mm	Diam. Est. D mm	Diam. Interior mm	Espesor t mm	Peso kg/m	Area cm ²	Momento de Inercia cm ⁴	Modulo de Sección cm ³	Radio de Giro cm	Nº de Cédula
1 1/2 33	48	41	3.7	4.0	5.2	12.9	5.3	1.6	40
	48	38	5.1	5.4	6.9	16.3	6.7	1.5	80
	48	34	7.1	7.2	9.2	20.1	5.3	1.5	160
2 51	60	53	3.9	5.4	6.9	27.7	9.2	2.0	40
	60	49	5.5	7.5	9.5	36.1	12.0	1.9	80
	60	45	8.7	11.1	14.1	48.4	16.0	1.9	160
2 1/2 64	73	63	5.2	8.6	11.0	63.7	17.4	2.4	40
	73	59	7.0	11.4	14.5	80.1	21.9	2.3	80
3 76	89	78	5.5	11.3	14.4	126	28.3	3.0	40
	89	74	7.6	15.3	19.5	162	36.5	2.9	80
3 1/2 89	89	67	11.1	21.3	27.2	210	47.2	2.8	160
	102	90	5.7	13.6	17.4	199	39.2	3.4	40
4 102	102	85	8.1	18.6	23.8	261	51.5	3.3	80
	114	102	6.0	16.1	20.6	301	52.7	3.8	40
5 127	114	97	8.5	22.3	28.5	400	70.0	3.8	80
	114	92	11.1	28.3	36.1	485	84.8	3.7	120
6 152	114	87	13.5	33.6	42.9	552	96.7	3.6	160
	141	123	6.6	21.8	27.8	631	89.3	4.8	40
8 203	141	122	9.5	30.9	39.5	860	121.8	4.7	80
	141	116	12.7	40.3	51.5	1071	151.6	4.6	120
10 254	141	110	15.9	49.0	62.6	1250	177.0	4.5	160
	168	154	7.1	28.2	36.0	1171	133.3	5.7	40
12 305	168	146	11.0	42.5	54.3	1685	200.2	5.6	80
	168	140	14.3	54.2	69.2	2077	247	5.5	120
14 356	168	132	18.3	67.4	86.1	2455	292	5.3	160
	219	206	6.3	33.3	42.5	2402	219	7.5	20
16 406	219	205	7.0	36.8	47.0	2635	241	7.5	30
	219	203	8.1	42.5	54.3	3018	276	7.5	40
18 457	219	193	10.3	53.1	67.8	3696	338	7.4	60
	219	194	12.7	64.6	82.5	4400	402	7.3	80
20 508	219	189	15.0	75.7	96.7	5053	461	7.2	100
	219	183	18.0	90.3	115.3	5852	534	7.1	120
22 559	219	178	20.6	100.9	128.8	6402	585	7.1	140
	219	173	23.0	111.2	142.0	6905	631	7.0	160
24 610	273	260	6.3	42.1	53.8	4728	346	9.4	20
	273	257	7.8	50.9	65.0	5719	419	9.4	30
26 661	273	255	9.3	60.2	76.9	6689	490	9.3	40
	273	248	12.7	81.5	104.1	8824	646	9.2	60
28 712	273	243	15.1	95.8	122.3	10194	747	9.1	80
	273	237	18.2	114.6	146.3	11913	873	9.0	100
30 763	273	230	21.4	132.7	169.5	13195	989	8.9	120
	273	222	25.4	155.0	197.9	15309	1122	8.8	140
32 814	273	216	28.6	172.6	220.4	16624	1218	8.7	160

TUBOS DE ACERO PROPIEDADES PARA DISEÑO



Diametro Nominal Pulg. mm	Diam. Est. D mm	Diam. Interior mm	Espesor t mm	Peso kg/m	Area cm ²	Momento de Inercia cm ⁴	Modulo de Sección cm ³	Radio de Giro cm	Nº de Cédula
12 305	324	311	6.3	49.7	63.5	8004	494	11.2	20
	324	307	8.4	65.2	83.3	10343	635	11.2	30
	324	303	10.3	79.8	101.9	12499	772	11.1	40
	324	295	14.3	103.9	139.1	16670	1029	10.9	60
	324	289	17.4	131.9	168.4	19779	1221	10.8	80
	324	281	21.4	160.7	205.2	23354	1443	10.7	100
	324	273	25.4	186.8	238.9	26710	1649	10.6	120
	324	267	28.6	208.3	266.0	29165	1823	10.5	140
	324	257	33.3	239.6	306.0	32520	2007	10.3	160
	14 356	356	343	6.3	55.1	70.4	10655	599	12.3
356		340	7.9	68.5	87.5	13107	736	12.3	20
356		337	9.5	81.8	104.5	15517	872	12.2	30
356		333	11.1	93.8	119.8	17881	1005	12.2	40
356		325	15.1	126.5	161.5	23409	1315	12.0	60
356		318	19.0	159.2	203.3	28616	1603	11.9	80
356		308	23.8	194.9	248.9	34152	1919	11.8	100
356		300	27.8	224.7	286.9	38701	2174	11.6	120
356		292	32.0	254.5	325.0	42766	2403	11.5	140
356		284	35.7	282.8	361.1	46459	2612	11.4	160
16 406	406	394	6.3	62.5	78.9	16025	789	14.1	10
	406	391	7.9	77.4	98.8	19729	972	14.1	20
	406	387	9.5	93.5	119.5	23396	1153	14.0	30
	406	381	12.0	123.5	157.7	30464	1501	13.9	40
	406	373	16.7	160.7	205.2	38818	1912	13.8	60
	406	364	21.4	203.9	260.4	48141	2371	13.6	80
	406	354	26.0	245.5	313.5	56857	2801	13.5	100
	406	345	30.9	287.2	366.8	64757	3190	13.3	120
	406	333	36.5	333.3	425.6	73307	3611	13.1	140
	406	325	40.5	364.5	465.5	78805	3852	13.0	160
18 457	457	445	6.3	69.9	89.3	22593	1002	15.9	10
	457	441	7.9	87.8	112.1	28275	1237	15.9	20
	457	435	11.1	122.0	155.8	40057	1754	15.5	30
	457	429	14.3	156.2	199.5	46491	2045	15.7	40
	457	419	19.0	205.3	262.2	63059	2740	15.5	60
	457	410	23.5	254.5	325.0	76333	3341	15.3	80
	457	395	29.4	309.5	395.2	90522	3975	15.2	100
	457	387	34.9	363.1	463.7	103971	4550	15.0	120
	457	378	39.7	409.2	522.5	114455	5009	14.8	140
	457	367	45.2	459.3	587.2	125710	5502	14.7	160
20 508	508	495	6.3	78.9	100.5	31592	1244	17.7	10
	508	489	9.5	117.6	150.2	46327	1824	17.6	20
	508	487	12.7	156.3	199.6	60445	2385	17.5	30
	508	475	15.1	183.0	233.7	70926	2792	17.4	40
	508	467	20.6	245.5	317.3	93943	3672	17.2	60
	508	456	26.2	311.0	397.1	115333	4541	17.1	80
	508	443	32.5	380.9	486.4	135064	5466	16.8	100
	508	427	38.1	445.0	564.4	156285	6333	16.7	120
	508	419	41.5	509.0	650.0	175325	6910	16.5	140
	508	408	49.9	564.0	720.0	190584	7515	16.3	160

ACERO CUADRADO



LADO

Dimension por lado		Area de la seccion		peso	
mm	pulg.	mm ²	pulg. ²	kg./m	lb pie
9.5	3/8	90.73	.141	0.712	.478
12.7	1/2	161.29	.250	1.266	.851
15.9	5/8	252.02	.391	1.978	1.329
19.1	3/4	362.90	.563	2.849	1.915
22.2	7/8	493.95	.766	3.877	2.605
25.4	1	645.16	1.000	5.065	3.404
28.6	1-1/8	816.53	1.266	6.410	4.308
31.8	1-1/4	1008.07	1.562	7.913	5.318
34.9	1-3/8	1219.77	1.891	9.575	6.434
38.1	1-1/2	1451.62	2.250	11.395	7.657
44.5	1-3/4	1975.80	3.000	15.510	10.423
50.8	2	2580.65	4.000	20.258	13.613
57.2	2-1/4	3266.14	5.062	25.639	17.229
63.5	2-1/2	4032.27	6.250	31.653	21.271
69.9	2-3/4	4875.90	7.563	38.265	25.713
76.2	3	5806.30	9.000	45.538	30.600
82.6	3-1/4	6814.30	10.563	53.444	35.913
89.0	3-1/2	7902.90	12.250	61.982	41.650
95.5	3-3/4	9072.20	14.063	71.153	47.811
101.6	4	10322.50	16.000	80.956	54.400

ACERO REDONDO



DIAMETRO

Diámetro		Area de la seccion		peso	
mm	pulg.	mm ²	pulg. ²	kg/m	lb/pie
6.3	1/4	31.7	.049	.249	.161
7.9	5/16	39.5	.077	.388	.261
9.5	3/8	71.3	.110	.559	.378
11.1	7/16	97.0	.150	.760	.511
12.7	1/2	126.7	.196	.994	.668
14.3	9/16	160.3	.249	1.257	.845
15.9	5/8	197.9	.307	1.552	1.043
17.5	11/16	239.5	.371	1.878	1.262
19.1	3/4	285.0	.442	2.235	1.502
20.6	13/16	334.5	.518	2.622	1.762
22.2	7/8	387.9	.601	3.045	2.046
23.8	15/16	445.3	.690	3.491	2.344
25.4	1	506.7	.785	3.973	2.669
27.0	1-1/16	572.0	.887	4.484	3.013
28.6	1-1/8	641.3	.994	5.022	3.375
30.2	1-3/16	714.5	1.107	5.605	3.767
31.8	1-1/4	791.7	1.227	6.208	4.172
33.3	1-5/16	872.9	1.353	6.845	4.599
34.9	1-3/8	958.0	1.485	7.514	5.049
36.5	1-7/16	1047.1	1.623	8.212	5.518
38.1	1-1/2	1140.1	1.767	9.00	6.048
41.3	1-5/8	1338.0	2.074	10.49	7.049
44.5	1-3/4	1551.8	2.405	12.17	8.178
47.7	1-7/8	1781.3	2.761	13.97	9.388
50.8	2	2026.8	3.142	15.89	10.678
57.2	2-1/4	2565.2	3.976	20.11	13.514
60.3	2-3/8	2858.0	4.430	22.41	15.062
63.5	2-1/2	3166.8	4.909	24.83	16.680
66.7	2-5/8	3491.3	5.412	27.38	18.400
69.9	2-3/4	3832.0	5.940	30.04	20.187
73.0	2-7/8	4188.1	6.492	32.84	22.072
76.2	3	4560.5	7.069	35.75	24.024
82.6	3-1/4	5351.8	8.296	41.97	28.260
89.0	3-1/2	6206.9	9.521	48.68	32.712
95.5	3-3/4	7125.3	11.045	55.93	37.552
101.6	4	8107.3	12.566	63.58	42.726

16

El redondo se laminá normalmente en acero comercial.

También se laminan redondos de aceros especiales para la manufactura de: Tornillería, Resortes, Alambre de acero, Tirantes, etc.

Si sus necesidades requirerén Redondo en diámetros que no está aludados en la tabla, o aceros especiales, dirijase a nuestro Departamento de Ventas.

LISTA GENERAL DE PRODUCTOS LAMINADOS

DIMENSIONES Y PESOS.



ACERO OCTAGONAL		
GRUESO		PESO
mm	pulgadas	kg/m
19	3/4	2.35
22	7/8	3.21
25	1	4.20
29	1 1/8	5.31
32	1 1/4	6.56
38	1 1/2	9.44
SOLERA MUELLE PLANA		
Dimensiones		Peso
mm	pulgadas	kg/m
40.05 x 4.50	1 9/16 x 0.177	1.38
44.45 x 4.93	1 3/4 x 0.177	1.68
5.44	0.214	1.85
5.72	0.225	1.94
6.02	0.237	2.04
6.65	0.262	2.25
7.39	0.291	2.49
8.20	0.323	2.75
9.14	0.360	3.05
5.44	2 x 0.214	2.12
6.62	0.237	2.34
6.65	0.262	2.57
7.39	0.291	2.86
8.20	0.323	3.16
9.14	0.360	3.50

SOLERA MUELLE PLANA		
Dimensiones		Peso
mm	pulgadas	kg/m
57.15 x 5.44	2 1/4 x 0.214	2.39
6.02	0.237	2.64
6.65	0.262	2.91
7.39	0.291	3.22
8.20	0.323	3.57
9.14	0.360	3.96
10.19	0.401	4.40
11.35	0.447	4.85
63.50 x 4.93	2 1/2 x 0.194	2.42
6.02	0.237	2.94
6.65	0.262	3.24
7.39	0.291	3.59
8.20	0.323	3.97
9.14	0.360	4.42
10.19	0.401	4.90
11.35	0.447	5.44
76.20 x 6.65	3 x 0.262	3.90
7.39	0.291	4.33
8.20	0.323	4.79
9.14	0.360	5.33
10.19	0.401	5.92
11.35	0.447	6.57
12.67	0.499	7.31
89.90 x 10.19	3 1/2 x 0.401	4.66
9.14	0.360	4.83

LISTA GENERAL DE PRODUCTOS LAMINADOS

DIMENSIONES Y PESOS.



SOLERA MUELLE PLANA		
Dimensiones		Peso
mm	pulgadas	kg/m
88.90 x 10.19	3 1/2 x 0.401	4.66
11.35	0.447	5.18
12.67	0.499	5.77
101.6 x 8.20	4 x 0.323	4.32
9.14	0.360	4.83
10.19	0.401	5.34
11.35	0.447	5.94
11.99	0.472	6.26
12.67	0.499	6.61
SOLERA		
Dimensiones		Peso
mm	pulgadas	kg/m
3 x 13	1/8 x 1/2	0.32
16	5/8	0.40
19	3/4	0.47
25	1	0.63
32	1 1/4	0.79
38	1 1/2	0.95
44	1 3/4	1.11
51	2	1.27
57	2 1/4	1.42
64	2 1/2	1.58
70	2 3/4	1.74
76	3	1.89

SOLERA		
Dimensiones		Peso
mm	pulgadas	kg/m
5 x 13	3/16 x 1/2	0.47
16	5/8	0.59
19	3/4	0.71
25	1	0.95
28	1 1/8	1.07
32	1 1/4	1.19
38	1 1/2	1.42
44	1 3/4	1.66
51	2	1.90
64	2 1/2	2.37
76	3	2.85
6 x 16	1/4 x 5/8	0.79
19	3/4	0.95
25	1	1.27
32	1 1/4	1.58
38	1 1/2	1.90
44	1 3/4	2.22
51	2	2.53
57	2 1/4	2.85
64	2 1/2	3.17
70	2 3/4	3.48
76	3	3.80
89	3 1/2	4.43
102	4	5.06



SOLERA		
Dimensiones		Peso
mm	pulgadas	kg/m
8 x 13	5/16 x 1/2	0.79
16	5/8	0.99
19	3/4	1.19
25	1	1.58
32	1 1/4	1.98
38	1 1/2	2.37
44	1 3/4	2.77
51	2	3.17
57	2 1/4	3.56
64	2 1/2	3.96
76	3	4.75
89	3 1/2	5.54
102	4	6.33
10 x 13	3/8 x 1/2	0.95
16	5/8	1.19
19	3/4	1.42
25	1	1.90
32	1 1/4	2.37
38	1 1/2	2.85
44	1 3/4	3.32
51	2	3.80
57	2 1/4	4.27
64	2 1/2	4.75
76	3	5.22
89	3 1/2	5.70

SOLERA		
Dimensiones		Peso
mm	pulgadas	kg/m
10 x 89	3/8 x 3 1/2	6.65
102	4	7.60
13 x 16	1/2 x 5/8	1.58
19	3/4	1.90
25	1	2.53
32	1 1/4	3.17
38	1 1/2	3.80
44	1 3/4	4.43
51	2	5.06
57	2 1/4	5.70
64	2 1/2	6.33
76	3	7.60
89	3 1/2	8.86
102	4	10.13
16 x 19	5/8 x 3/4	2.37
25	1	3.17
32	1 1/4	3.96
38	1 1/2	4.75
44	1 3/4	5.54
51	2	6.33
57	2 1/4	7.12
64	2 1/2	7.91
76	3	8.71
89	3 1/2	9.50
102	4	10.29



SOLERA		
Dimensiones		Peso
mm	pulgadas	kg/m
19 x 25	3/4 x 1	3.80
32	1 1/4	4.75
38	1 1/2	5.70
44	1 3/4	6.65
51	2	7.60
57	2 1/4	8.55
64	2 1/2	9.50
70	2 3/4	10.45
75	3	11.40
89	3 1/2	13.29
102	4	15.19
22 x 51	7/8 x 2	8.86
64	2 1/2	11.09
76	3	13.29
89	3 1/2	15.51
102	4	17.73
25 x 38	1 x 1 1/2	7.60
51	2	10.13
64	2 1/2	12.66
70	2 3/4	13.93
75	3	15.19
89	3 1/2	17.73
102	4	20.26
29 x 76	1 1/8 x 1	17.10
89	3 1/2	19.94

SOLERA		
Dimensiones		Peso
mm	pulgadas	kg/m
29 x 102	1 1/8 x 4	22.79
32 x 51	1 1/4 x 2	12.66
64	2 1/2	15.83
76	3	18.99
89	3 1/2	22.16
102	4	25.32
38 x 64	1 1/2 x 2 1/2	18.99
76	3	22.79
89	3 1/2	26.60
102	4	30.39
RIELES		
Peso		Ferrote
lb./yd	kg/m	mm
112	55.70	163
100	50.35	152
85	42.16	132
80	39.78	127
60	29.76	108
30	14.88	79
25	12.40	72
20	9.92	64
16	7.94	52

ACERO OCTAGONAL



Grueso		Area de la sección		Peso	
mm	pulg.	mm ²	pulg ²	kg m	lb pie
19.1	3/4	328.76	0.510	2.360	1.586
22.2	7/8	408.32	0.633	3.212	2.158
25.4	1	534.52	0.829	4.196	2.820
28.6	1-1/8	676.40	1.048	5.310	3.570
31.7	1-1/4	835.1	1.294	6.555	4.400
35.1	1-1/2	1202.6	1.864	9.440	6.350



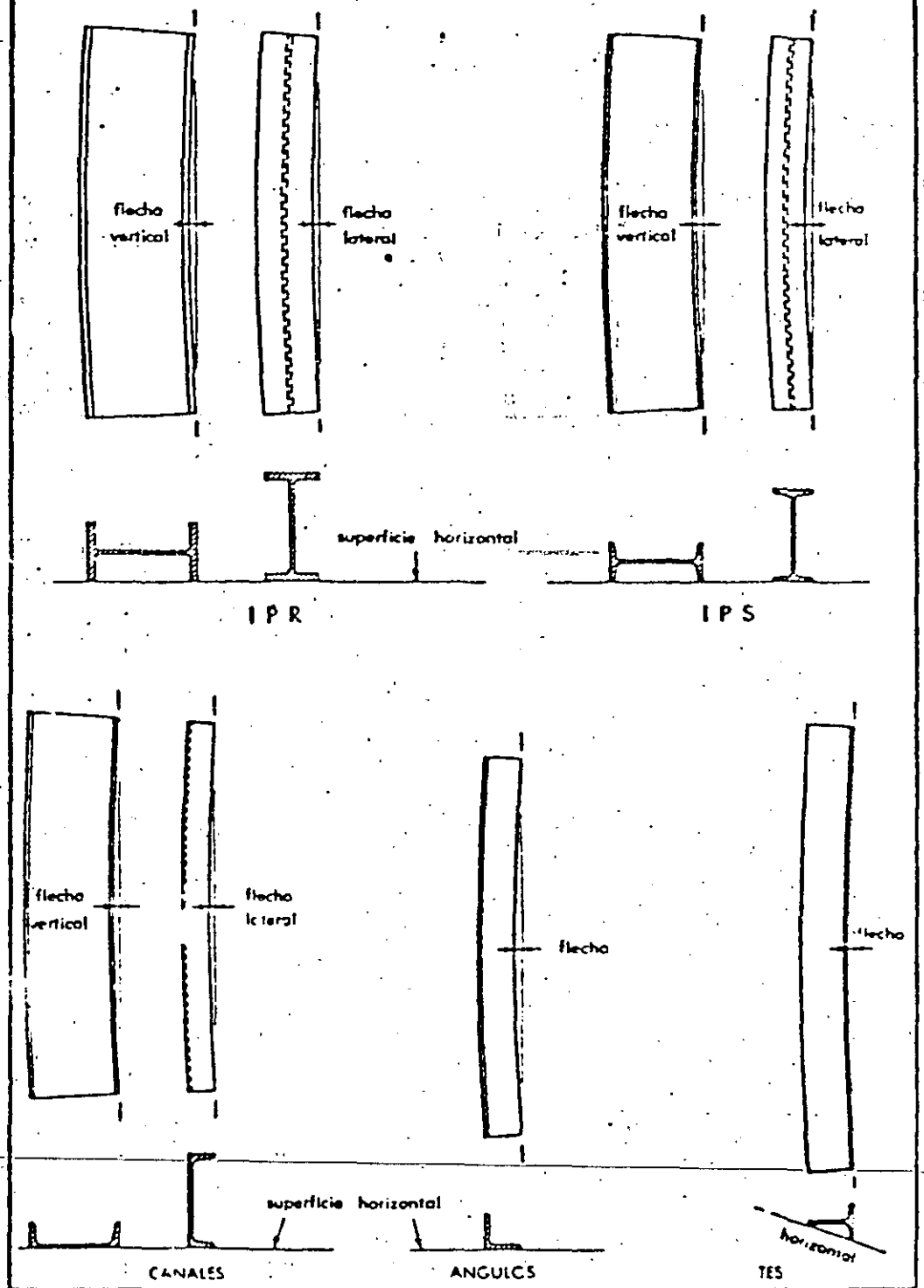
III.- TOLERANCIAS DE LAMINACION

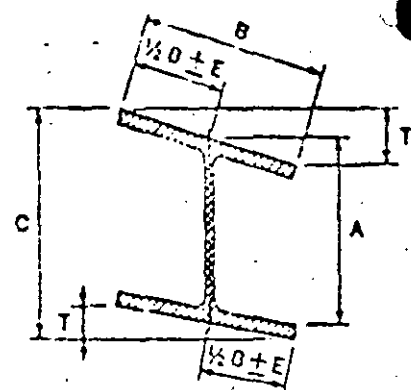
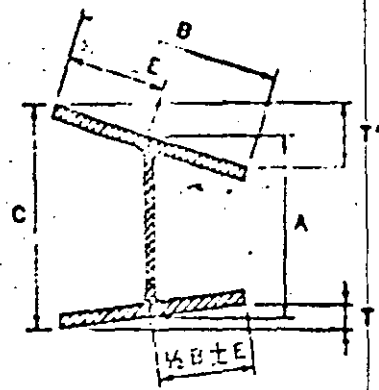
- a) Medición.
- b) Viguetas y canales.
- c) Angulos y tes.
- d) Tolerancias dimensionales para vigas de puentes.
- e) Tolerancias en obra ejecutada; según el Reglamento.



III.2 TOLERANCIA DE LAMINACION.

Posiciones de los perfiles para medición de flechas verticales y laterales





Peralte nominal A	Tolerancias de laminación						Descenhamiento del alma E	IC-A) max en cualquier sección transversal
	Peralte A		Patin B		Patines fuera de escuadra (T + T) max	pulg mm		
	más	menos	más	menos				
Hasta 12" 305 mm	1/8 3.2	1/8 3.2	1/4 6.3	3/16 4.8	1/4 6.3	3/16 4.8	1/4 6.3	
Más de 12"	1/8 3.2	1/8 3.2	1/4 6.3	3/16 4.8	5/16 8	3/16 4.8	1/4 6.3	

Tolerancias en flechas

a) Secciones con ancho de patin menor de 152.4 mm (6").

Flecha vertical máxima en cm = $\frac{\text{longitud (mts)}}{10}$

Flecha lateral máxima en cm = $\frac{\text{longitud (mts)}}{5}$

-b) Columnas, o secciones de peralte aproximado al ancho del patin (secciones H):

Longitudes menores de 14 mts.

Flecha vertical y lateral máxima en

cm = $\frac{\text{longitud (mts)}}{10} \leq 9.6$ mm

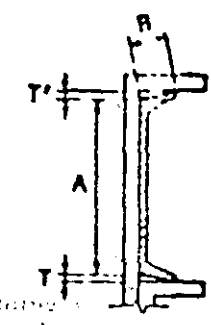
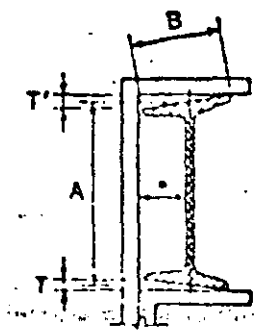
Longitudes mayores de 14 mts.

Flecha vertical y lateral máxima en

cm = $9.6 + \frac{\text{long (mts)} - 14}{10}$

Extremos fuera de escuadra: 1.6 mm por cada 10 cm de peralte o de patin, si este es mayor que el peralte.

Variaciones en peso y área: ± 2.5% sobre el valor teórico.



* Al hacer la medición, el alma de la viga deberá estar paralela a la escuadra.

T + T se aplicará cuando las deformaciones sean en el mismo sentido.

Sección	Peralte Nominal	Tolerancias Permisibles				T + T fuera de Escuadra por pulg de ancho
		Peralte A		Patin B		
		más	menos	mas	menos	
Vigas Standard	De 3" a 7"	3/32	1/16	1/8	1/8	1/32" 0.79 mm
	76 mm a 178 mm	2.4	1.6	3.2	3.2	
	De 8" a 14"	1/8	3/32	5/32	5/32	
	203 a 356 mm	3.2	2.4	4.0	4.0	
Canales	De 15" a 24"	3/16	1/8	3/16	3/16	1/32" 0.79 mm
	381 a 610 mm	4.8	3.2	4.8	4.8	
	De 3" a 7"	3/32	1/16	1/8	1/8	
	76 a 178 mm	2.4	1.6	3.2	3.2	
en adelante	De 8" a 14"	1/8	3/32	1/8	5/32	1/32" 0.79 mm
	203 a 356 mm	3.2	2.4	3.2	4.0	
	De 14" a 356 mm	3/16	1/8	1/8	3/16	
		4.8	3.2	3.2	4.8	

Tolerancias en flechas

Flecha Vertical en Cm = $\frac{\text{longitud (mts)}}{5}$

Flecha lateral = Consultar con el Departamento de ventas de AIMS

Extremos fuera de Escuadra = 1.6 mm por cada 10 cm de peralte

Variaciones en área y peso: ± 2.5% sobre el valor teórico.



EN PERALTE T y TPS (SEMI VIGAS) Y ANGULOS
OBTENIDOS DE CANALES (MEDIAS CANALES)

Tolerancias en Peralte



El peralte A puede ser aproximadamente la mitad del peralte de las vigas o de las canales o cualquier otra medida especificada en el pedido.

Peralte de la Sección de la que se obtiene el ángulo o la T	Variaciones del peralte A en más y en menos			
	Sección T		Ángulos	
	pulg.	mm	pulg.	mm
0 a 5", 0 a 127 mm	1/8	3.2	1/8	3.2
6" a 15", 152 a 381 mm	3/16	4.8	3/16	4.8
16" a 19", 406 a 483 mm	1/4	6.3	1/4	6.3
20" a 23", 508 a 584 mm	5/16	8.0	—	—
24", 610 mm en adelante	3/8	10.0	—	—

NOTA: Las tolerancias anteriores para el peralte de ángulos y Tes, incluyen la de las vigas y canales antes del corte.

Otras Tolerancias

Las tolerancias de extremos fuera de escuadra, descentramiento del alma variación de área y peso etc., corresponden a las tolerancias de la sección antes del corte, exceptuando:

Flecha Vertical máxima en cm = $\frac{\text{longitud (mts)}}{5}$

Flecha lateral máxima en cm = $\frac{\text{longitud (mts)}}{5}$

Tolerancias

Ángulos perfiles estandar.



A) Ángulos menores de 76 mm, 3"

Longitud teórica del lado	Variación en el espesor (+)				T, fuera de escuadra por pulg. de B
	5 mm 3/16 y menos pulg. mm	más de 5 mm 3/16 y menos de 10 mm 3/8 pulg. mm	más de 10 mm 3/8 pulg. mm	Lado B (+) pulg. mm	
25 mm y menores	0.008 0.20	0.010 0.25	— —	1/32 0.8	3/128 0.6
más de 25 mm hasta 31 mm	0.010 0.25	0.010 0.25	0.012 0.30	3/64 1.2	3/128 0.6
más de 31 mm hasta 76 mm (teóricas)	0.012 0.30	0.013 0.33	0.013 0.33	1/16 1.6	3/128 0.6

Flecha máxima en cm = $\frac{\text{longitud (mts)}}{2.5}$

B) Ángulos de 76 mm, 3" y más

Longitud Teórica del lado	Variación permisible en B		T, fuera de escuadra por pulg. de B
	pulg. mm en más	pulg. mm en menos	
De 76 mm 3" a 102 mm 4"	1/8 3.2	3/32 2.4	3/128 0.6
De más de 102 mm 4" a 152 mm, 6"	1/8 3.2	1/8 3.2	3/128 0.6
De más de 152 mm 6"	3/16 4.8	1/8 3.2	3/128 0.6

Flecha máxima en cm = $\frac{\text{longitud (mts)}}{5}$

Variación en peso y Área = ± 2.5% sobre el valor teórico.

NOTA: Para ángulos de lados desiguales, tomar el lado mayor para efectos de la clasificación.

MINIMUM WEB THICKNESS (t_w)

	A-7, A-373 A-36	A-471 Low Alloy	
		46,000 YP	50,000 YP
If no stiffeners (1.6.80)	$t_w = \frac{1}{60} d_w$	$t_w = \frac{1}{52} d_w$	$t_w = \frac{1}{50} d_w$
If trans. int. stiffeners (1.6.75)	$t_w = \frac{1}{170} d_w$	$t_w = \frac{1}{142} d_w$	$t_w = \frac{1}{140} d_w$
If long. and trans. stiffeners	$t_w = \frac{1}{340} d_w$	$t_w = \frac{1}{290} d_w$	$t_w = \frac{1}{280} d_w$

24

Also, ratio of depth to length of span shall preferably not be less than $\frac{1}{200}$; for lower depth the section shall be increased so that the maximum deflection will not be greater than if this ratio had not been exceeded (1.6.11).

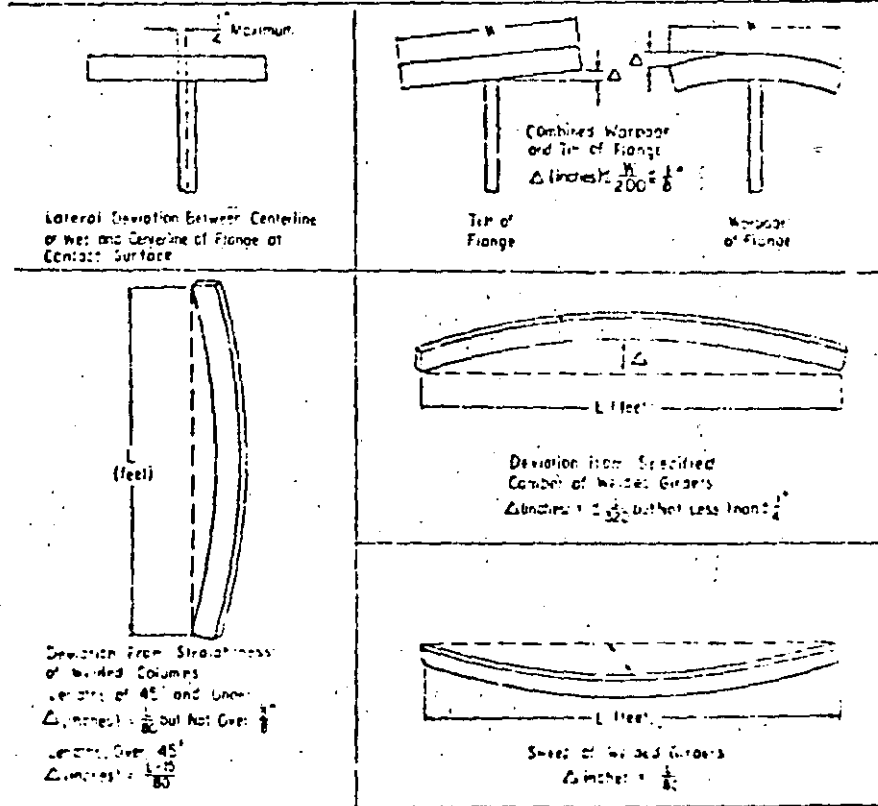
Also, web thickness shall meet requirements given

in the above table for the more common steels.

10. DIMENSIONAL TOLERANCES

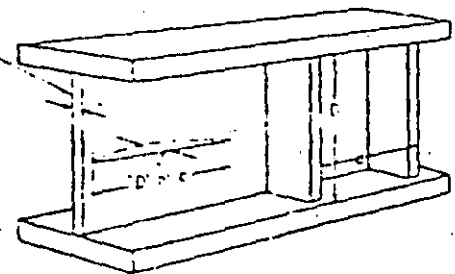
The dimensional tolerances in Figure 14 have been set up for welded plate girders by the AWS Bridge Specifications.

FIG. 14—Maximum Dimensional Tolerances AWS 407



Intermediate Stiffeners on Both Sides of Web
 If M is Less Than $\frac{1}{10} d_w$ $\Delta = \frac{1}{100} d_w$ or $\frac{1}{10} d_w$
 If $\frac{1}{10} d_w$ or more $\Delta = \frac{1}{100} d_w$ or $15'$
 Intermediate Stiffeners on One Side of Web
 If Less Than $\frac{1}{10} d_w$ $\Delta = \frac{1}{100} d_w$ or $15'$
 If $\frac{1}{10} d_w$ or More $\Delta = \frac{1}{100} d_w$ or $15'$
 No Intermediate Stiffeners $\Delta = 15'$

Deviation From Specified Depth of welded Girders Measured at web Centerline
 Limits up to 24" incl. $\Delta = \frac{1}{100} d_w$
 Limits over 24" to 72" incl. $\Delta = \frac{1}{100} d_w$
 depths over 72" $\Delta = \frac{1}{100} d_w$



Deviation From Flatness of Cover Web in a Length Between Stiffeners on a Girder Equal to Depth of Girder

IV.- CONTROL DE CALIDAD

a) Pruebas en la planta.

a1) De composición química. (En la colada)

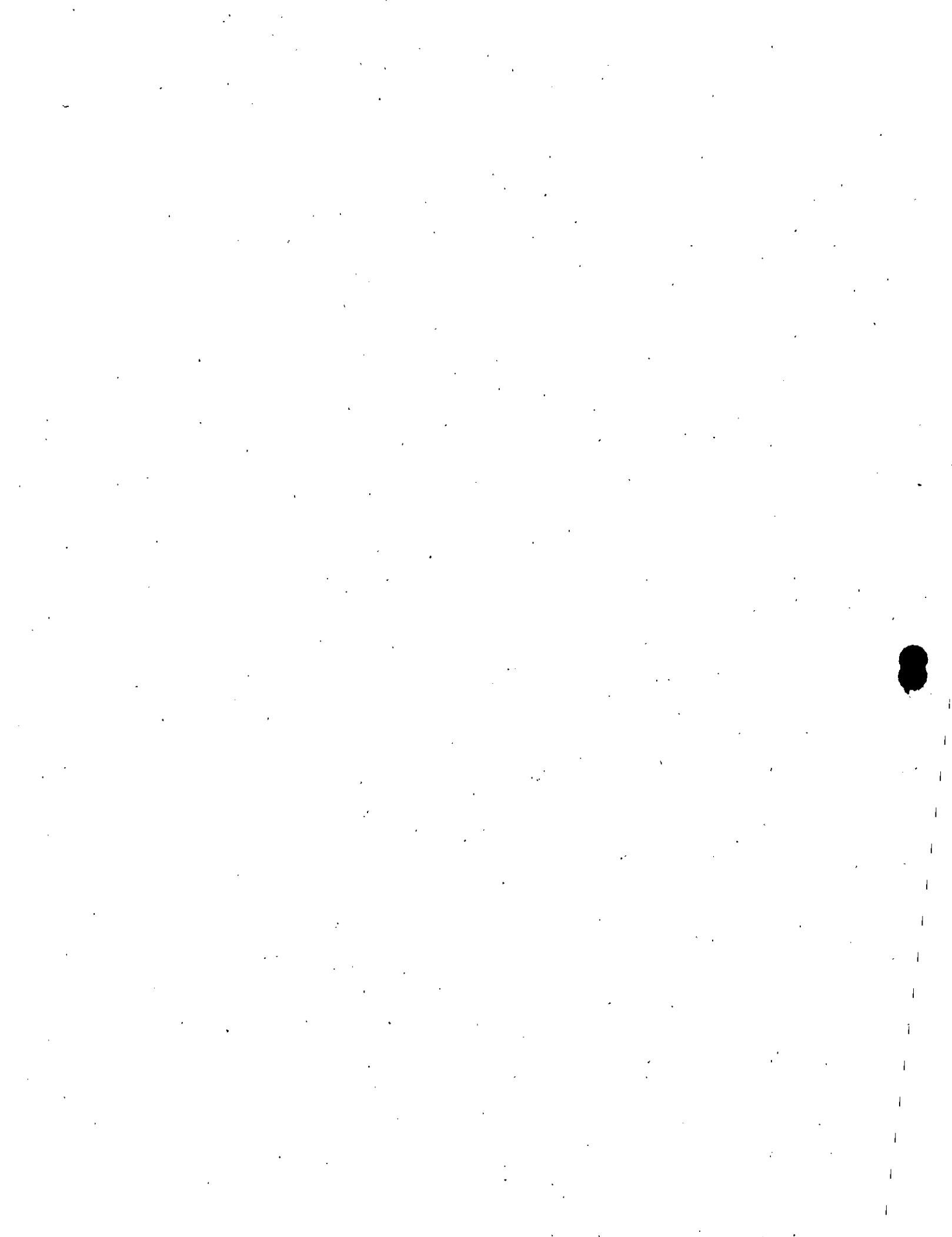
a2) De tensión. (Del producto terminado)

a3) De doblado. (Del producto terminado)

b) Criterio de aceptación de pruebas de tensión:

Si los resultados están dentro de 140 Kg/cm^2 para F_r , de 70 para F_y y del 2% en alargamiento se acepta probar un nuevo espécimen.

Hacer las pruebas en el lugar de producción del acero y reportarlas previo al embarque.



Control de calidad

26

2 pruebas de composición química por cada colada.

1 del acero fundido y otra del producto terminado (ASTM A370)

2 pruebas de tensión y 2 de doblado por cada colada (ASTM A370)



27 -

Se considera que las piezas
ya montadas están plomeadas,
niveladas y alineadas si el
error no excede de:

$$\frac{1}{500}$$



ACEPOS PARA REFUERZO



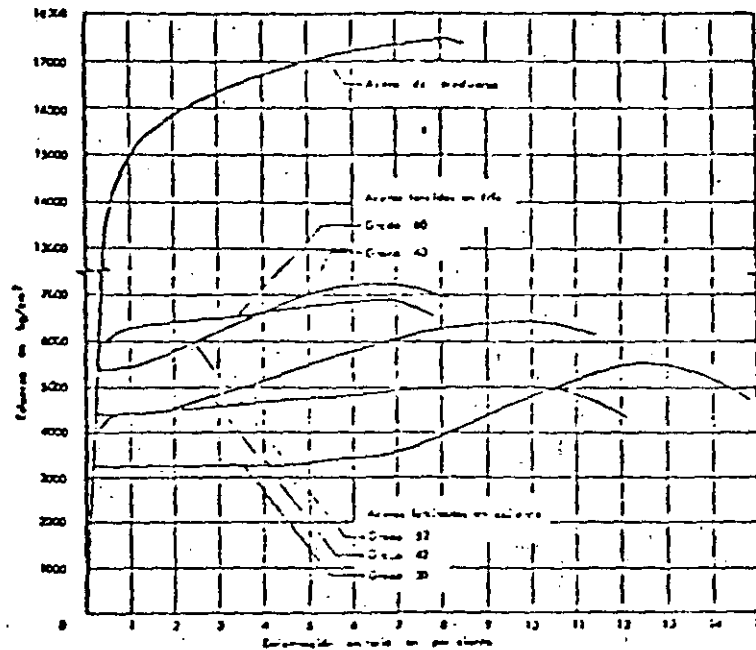


FIG. 2.1 CURVAS TÍPICAS ESFUERZO-DEFORMACIÓN PARA DIFERENTES TIPOS DE ACEROS DE MÉXICO

Se aprecia que los aceros laminados en caliente presentan una fluencia definida seguida por una zona de endurecimiento y que, al aumentar el grado del acero se reducen tanto la magnitud de la zona de fluencia como la relación entre el esfuerzo máximo y el de fluencia, así como la deformación de ruptura.

Los aceros laminados en frío tienen una relación esfuerzo-deformación que no presenta una fluencia definida; el esfuerzo de fluencia se define en forma convencional como aquel que resulta de trazar una paralela a la rama recta de la gráfica esfuerzo-deformación a partir de una deformación de 0.2%.

La relación entre el esfuerzo máximo y el de fluencia así como la deformación o

Las Normas de concreto no incluyen los barras provenientes de siel (Norma DGN B18 1974) y de eje (Norma DGN E32 1974) ya que los requisitos de las normas para estas barras no aseguran ductilidades adecuadas y además porque no se producen en México en forma continua.

La tabla siguiente muestra los principales requisitos mínimos especificados para los distintos tipos de acero por las normas mencionadas.

DUCTILIDADES MÍNIMAS ESPECIFICADAS PARA ACEROS DE REFUERZO PARA CONCRETO

Tipo de Acero	Grado	Esfuerzo de fluencia, kg/cm ²	Esfuerzo máximo, kg/cm ²	Alargamiento sobre 20.3 cm %
Laminado en caliente E5 1974	30	3,000	5,000	7 o 11
	42	4,200	6,300	7 o 9
	52	5,200	7,000	5 o 8
Torcido en frío E274 1972	42	4,200	5,200	8
	50	5,000	6,000	8
	60	6,000	7,000	8
Alambre para malla electrosoldada E253 1974	50	5,000	5,700	No especificado

La figura 2.1 muestra curvas típicas esfuerzo-deformación para los aceros de refuerzo en cuestión.



VARILLA CORRUGADA PARA
REFUERZO DE CONCRETO

31

No.	Diámetro Nominal		Área Nominal		Peso Unitario		Perímetro		Separación promedio Máxima entre Corrugaciones		Altura Mínima de las Corrugaciones		Longitud Perimetral Mínima de la Corrugación		Número aproximado de Varillas de 12 Mts por Ton
	mm	pulg.	mm	cm ²	kg/m	lb/pie	mm	pulg.	mm	pulg.	mm	pulg.	mm	pulg.	
2	54	2 1/8	32	0.05	0.251	0.167	20.1	0.786	—	—	—	—	—	—	—
2 1/2	74	3 1/8	49	0.08	0.384	0.261	24.8	0.982	5.5	0.219	0.3	0.013	18.6	0.736	217
3	95	3 7/8	71	0.11	0.507	0.376	29.8	1.178	6.7	0.262	0.3	0.015	22.4	0.881	150
4	127	5	127	0.20	0.996	0.668	39.9	1.571	8.9	0.350	0.5	0.020	29.9	1.178	84
5	159	6 1/8	199	0.31	1.560	1.043	50.0	1.963	11.1	0.437	0.7	0.028	37.5	1.472	53
6	191	7 5/8	287	0.44	2.350	1.592	60.0	2.356	13.4	0.525	1.0	0.038	45.0	1.767	37
7	222	8 7/8	387	0.60	3.034	2.014	69.7	2.740	15.5	0.612	1.1	0.044	52.3	2.062	27
8	254	10	507	0.79	3.975	2.670	79.8	3.142	17.8	0.700	1.3	0.050	59.9	2.356	21
9	286	11 3/8	642	0.99	5.033	3.381	89.8	3.534	20.0	0.787	1.4	0.056	67.4	2.650	17
10	318	12 5/8	794	1.23	6.225	4.172	99.9	3.927	22.3	0.875	1.6	0.063	74.9	2.945	13
11	349	13 7/8	957	1.48	7.593	5.040	109.6	4.320	24.4	0.962	1.7	0.069	82.2	3.240	11
12	381	15	1140	1.77	8.938	6.008	119.7	4.712	26.7	1.050	1.9	0.075	89.8	3.534	9

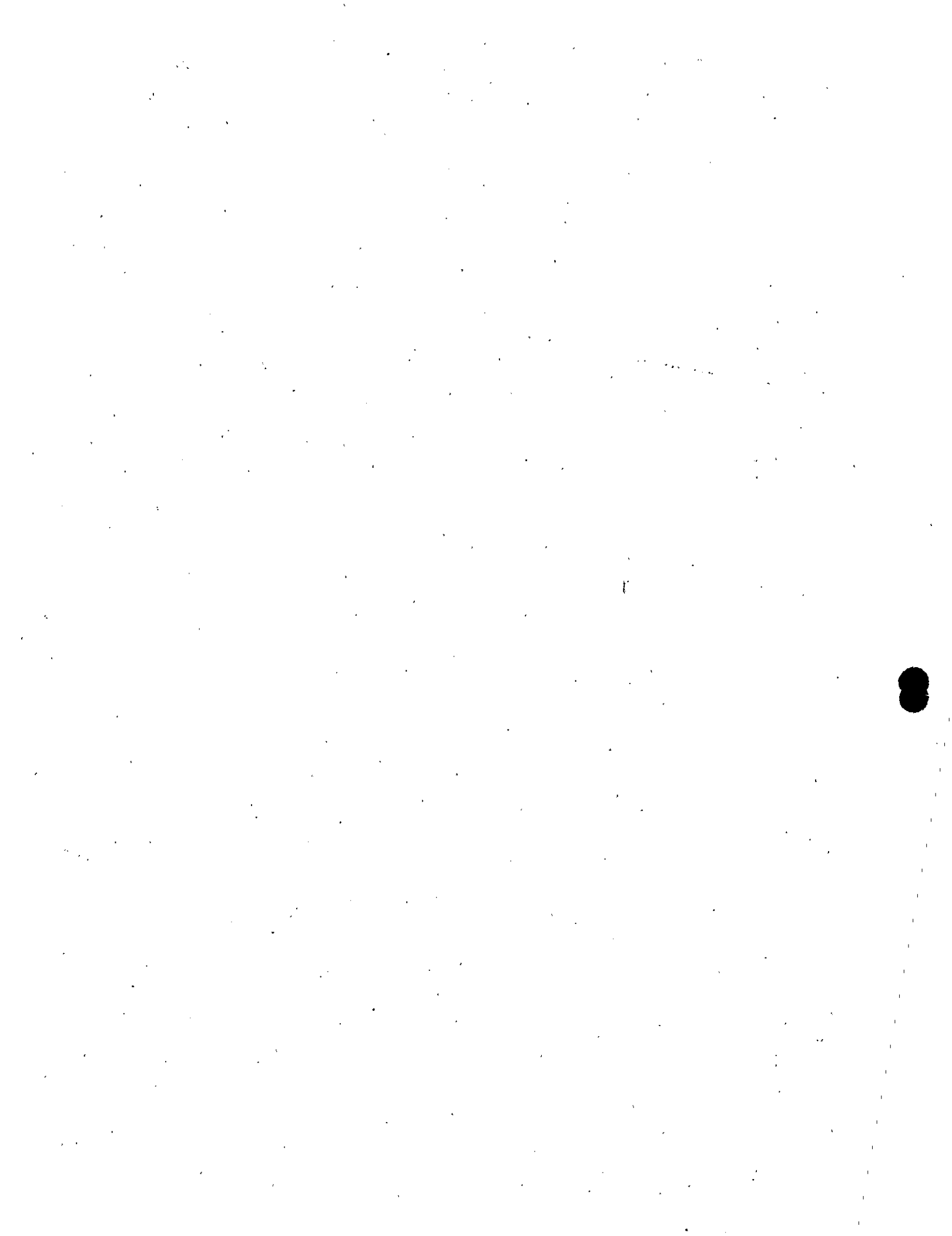
El Número con que se designan las distintas varillas, es igual al número de octavos de pulgada del diámetro nominal de la varilla. La Num. 2 se fabrica únicamente como varilla lisa (también).

31

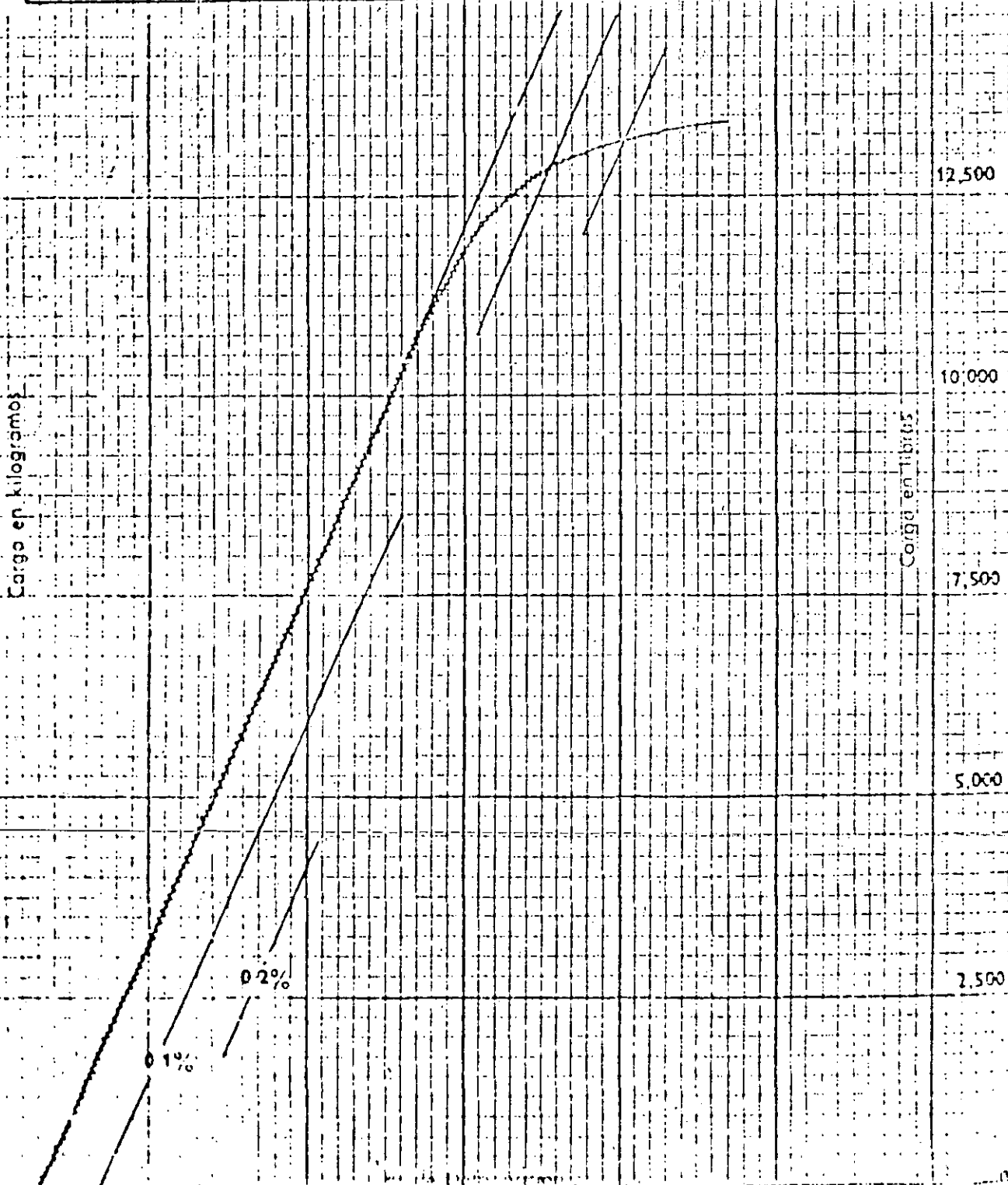
32



ACEROS DE PRESFUERZO



Gráficas Carga-Deformación REGISTRO ELECTRICO DE GRAN AMPLIFICACION			
Adquisición al Depsito No. 0174115 D. Anillo de Aluminio (7 mm x 0.25) Espesor P.U.T. 160/175 μm^2 (100/110 mil/pulg.)		Velocidad de Carga 1000 y 14000 in./minuto Control de Presión 30 y 100 lb. 15 Cuidados de la Estrada 25 % de deformación	
Parte No. P.U.T. Alargos a 0.1 absoluto 0.2 absoluto E.	16.7 μm^2 15.0 μm^2 15.4 μm^2 20,56.0 μm^2	0/ n μm^2 5/ n μm^2 100 D μm^2 29.2 μm^2	15,000



Información General — Tipo y diámetro del Alambre - Dimensiones de los Rollos

ACERO

El alambre para preefuerzo, en diámetros de 2 a 7 mm. se obtiene estirando en frío alambrcn de acero al alto carbono, normalizado y cuya composición química se encuentre dentro de los siguientes límites:

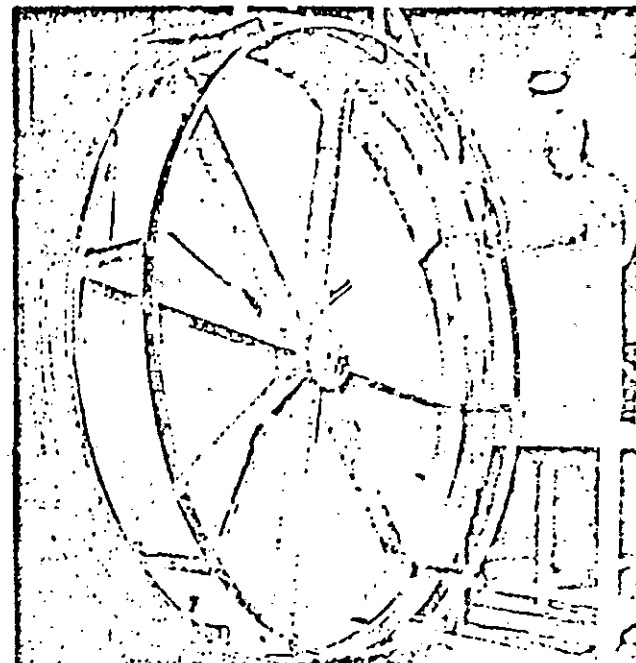
Carbono	0.7 — 0.9%
Silice	0.1 — 0.35%
Manganeso	0.5 — 0.9%
Azufre	0.050% máximo
Fósforo	0.040% máximo

ROLLOS NORMALES

El alambre estirado toma una curvatura en el tambor en que se enrolla. Al sacarse del tambor y atarse, el diámetro interno del rollo es menor que el del tambor. Se acostumbra considerar como tamaño del rollo, al diámetro interno del rollo amarrado.

Estos rollos normales, con diámetro aproximado al del último tambor de estirado, se recomiendan solamente para los casos en que se cuente con equipo especial para su manejo, como por ejemplo en plantas donde se fabriquen elementos de concreto preeforzado y especialmente utilizando alambres de diámetro pequeño, como los de 2 y 3mm, que son muy flexibles.

Los rollos normales, así llamados porque son el resultado del proceso normal de fabricación, son desengrasados y sometidos a un tratamiento térmico de "relevación de esfuerzos".



Enrollado de alambre para preefuerzo en rollos grandes, después del proceso de enderezado.



Apilado de rollos grandes.

DIMENSIONES DE LOS ROLLOS NORMALES

DIAMETRO DEL ALAMBRE	DIAMETRO INTERIOR MÍNIMO (aproximado) DEL ROLLO	
	Pulgadas	mm
3.65 y mayores	0.144 y mayores	66
3.25	0.128	56 ó 66
3.0	0.118	56 ó 66
2.64	0.104	51, 56 ó 66
2.03	0.080	51

ROLLOS GRANDES

Los alambres más gruesos, como son los de 4 y 7 mm de diámetro, presentarían problemas en



su manejo si se tomaran de rollos normales, por lo que se someten a un procedimiento especial de enderezado y se suministran en rollos de diámetro mayor, que al desenrollarse no forman curvas. Generalmente el alambre de 7 mm se surte en rollos de 1.83 m (6'), y los de 4, 5 y 6 mm, en rollos de 1.22 m (4').

DIMENSIONES DE LOS ROLLOS GRANDES

DIAMETRO DEL ALAMBRE	DIAMETRO NOMINAL DEL ROLLO		
	Pulgadas	Metros	Pies
7.0	0.276	2.44 ó 1.83	8 ó 6
6.35	0.250	1.83	6
5.08	0.200	2.44 ó 1.22	8 ó 4
5.0	0.1968		
4.88	0.192		
4.06	0.160	1.22	4
4.0	0.1575		
3.65	0.144		
3.25	0.128	1.22 ó 0.76	4 ó 2½
3.0	0.118		
2.64	0.104		

ACABADO DEL ALAMBRE

El alambre se suministra ya sea con superficie lisa o con superficie estampada. También se puede suministrar alambre ondulado. Todo el alambre recibe un tratamiento de desengrase y su superficie desarrollará gradualmente (y dependiendo de las condiciones atmosféricas) una ligera capa de óxido. Esta capa no deteriora al alambre pero si debe tenerse cuidado, en el terreno, de que no se produzca una corrosión que cause picaduras. El acabado del alambre tiene importancia en relación con la efectividad de adherencia con el concreto. Existen diversas opiniones respecto a las ventajas de las superficies estampadas, pero el ondulado en el alambre si aumenta su adherencia en el Concreto Preesforzado Pretensado. En casos muy especiales se puede considerar el uso de alambres con superficie galvanizada, aun cuando debe tenerse en cuenta que su adherencia al concreto disminuye considerablemente.

Estampado

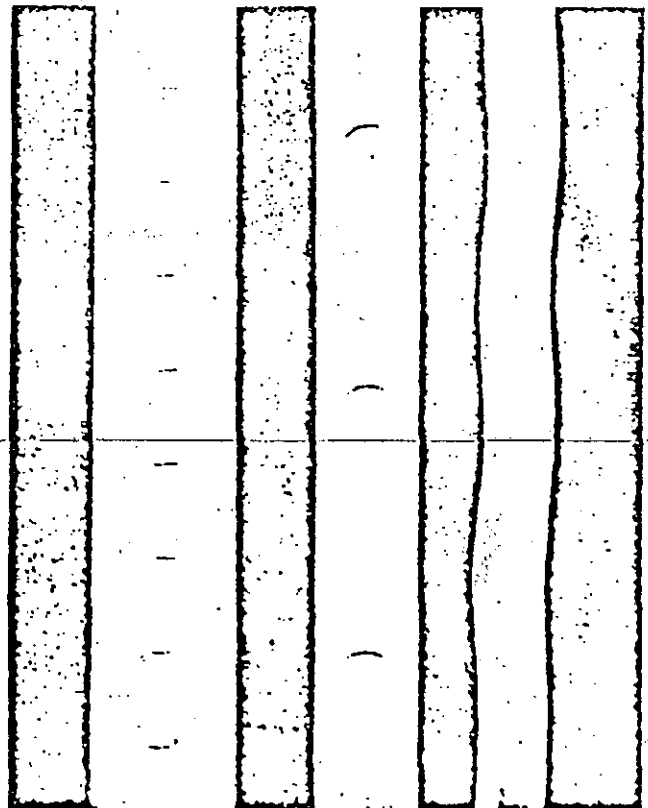
Todos los alambres entre 3.25 y 7 mm (0.128" y 0.276") de diámetro pueden suministrarse con superficies estampadas del tipo Suizo o elíptico pequeño. El estampado Belga o elíptico grande solo se aplica generalmente en alambres de 5 mm (0.1968") de diámetro.

El estampado forma dos líneas de incisiones diametralmente opuestas y alternadas de tal modo que no reducen la sección. La profundidad del estampado es uniforme para cada diámetro de alambre, dentro de las variaciones inherentes a los factores mecánicos de su fabricación, que no deben exceder los límites indicados en la siguiente tabla. Se recomienda que la profundidad del estampado no sea mayor a la que se indica, para evitar deformaciones a la estructura interna del alambre.

Diam. del alambre mm	Profundidad del Estampado mm		Diam. del Alambre Pulgadas	Profundidad del Estampado Pulgadas	
	Min.	Max.		Min.	Max.
7.0	0.101	0.203	0.276	0.004	0.008
6.35	0.076	0.152	0.250	0.003	0.006
5.08	0.076	0.152	0.200	0.003	0.006
5.0	0.076	0.152	0.1968	0.003	0.006
4.88	0.076	0.127	0.192	0.003	0.005
4.06	0.051	0.127	0.160	0.002	0.005
4.0	0.051	0.127	0.1575	0.002	0.005
3.66	0.051	0.101	0.144	0.002	0.004
3.25	0.051	0.101	0.128	0.002	0.004

Ondulado

Pueden surtirse ondulados todos los alambres entre 2.64 y 7, mm (0.104" y 0.276") de diámetro. El grado de ondulación será igual al 15% del diámetro del alambre, cuando menos.



Diferentes acabados del alambre para preesfuerzo. (tamaño aumentado 2½ veces): Elíptico pequeño (o Suizo), elíptico grande (o Belga) y ondulado.



PESO DE LOS ROLLOS

El peso de cada uno de los rollos de alambre, sin uniones ni soldaduras varia entre 100 y 226 kilos (220 a 500 lb).

36

PROPIEDADES FISICAS

Las tablas siguientes dan las relaciones entre los diámetros nominales, áreas de sección y pesos. La relación peso/unidad de longitud está calculada usando como base una densidad del acero de 7.84. Para alambres estampados los valores relacionados con la superficie deberán considerarse sólo como aproximados. Los valores relativos al peso y longitud no se pueden aplicar al alambre ondulado.

Referencias

CORROSION 5
ADHRENCIA 5

UNIDADES METRICAS

DIAMETRO DEL ALAMBRE mm	AREA DE LA SECCION mm ²	AREA DE LA SUPERFICIE cm ² /m	PESO/UNIDAD DE LONGITUD g/m.	LONGITUD APROXIMADA m/100 kg	SUPERFICIE AREA/PESO cm ² /g.
7.00	38.485	219.91	301.72	331.4	0.7268
6.35	31.669	199.49	248.28	402.8	0.8035
5.08	20.268	159.59	158.89	629.4	1.004
5.00	19.635	157.08	153.93	649.6	1.021
4.88	18.703	153.31	146.63	682.0	1.046
4.06	12.946	127.55	101.50	985.2	1.257
4.00	12.566	125.66	98.517	1015.0	1.276
3.65	10.463	114.67	82.030	1219.1	1.396
3.25	8.2958	102.10	65.039	1537.5	1.570
3.00	7.0686	94.248	55.418	1804.5	1.701
2.64	5.4740	82.938	42.916	2330.1	1.933
2.03	3.2366	63.774	25.375	3940.9	2.513
2.00	3.1416	62.832	24.630	4060.1	2.5551

UNIDADES INGLESAS

DIAMETRO DEL ALAMBRE Pulgadas	AREA DE LA SECCION Pulg ²	AREA DE LA SUPERFICIE Pulg ² /Pie	PESO/UNIDAD DE LONGITUD lb/Pie ²	LONGITUD APROXIMADA Pies/Cwt	SUPERFICIE AREA/PESO Pulg ² /lb
.276	.059829	10.405	.20336	550	51.165
.250	.049088	9.4248	.16685	671	56.355
.200	.031416	7.5398	.10678	1049	70.611
.1968	.030419	7.4192	.10339	1083	71.755
.192	.028953	7.2382	.09841	1138	73.551
.160	.020106	6.0319	.06834	1638	88.263
.1575	.019483	5.9376	.06622	1690	89.665
.144	.016286	5.4287	.05536	2023	98.062
.128	.012680	4.8255	.04310	2599	111.96
.118	.010936	4.4485	.03717	3013	119.68
.104	.008495	3.9207	.02887	3879	135.81
.080	.005027	3.0159	.01709	6556	176.47
.0787	.004864	2.9669	.01653	6775	179.4

ALAMBRE PARA CONCRETO PREENFORZADO

Especificaciones y propiedades mecánicas del alambre - forma de pedirlo

ESPECIFICACIONES DEL ALAMBRE

Como es imposible incluir en las especificaciones la experiencia en fabricación básica para una calidad óptima, estas deberán indicar que el producto será adecuado para la aplicación determinada y dentro de las normas comerciales. Las especificaciones de alambre para preesfuerzo cubrirán las tres pruebas esenciales siguientes:

- Prueba de Resistencia a la Tensión
- Prueba de Características Satisfactorias en la Deformación por Carga
- Prueba de que el Material no es Frágil o Quebradizo

Las Especificaciones Británicas B.S. 2691 y Americana ASTM-A. 421 son típicas de las Especificaciones que cubren el alambre descrito en este Manual.

FORMA DE PEDIR EL ALAMBRE

Siempre que sea posible, el alambre se deberá pedir de acuerdo con las especificaciones del país en que se vaya a utilizar o especificaciones reconocidas como la Británica B.S. 2691 y la Americana ASTM-A. 421 usadas en este Manual. Además, se deberá especificar el diámetro del alambre, el acabado (liso, estampado u ondulado), el tamaño del rollo (Rollo Normales o Rollo Grandes) y la mínima resistencia a la tensión requerida.

PROPIEDADES MECANICAS

Las tablas siguientes muestran en detalle los valores mínimos generalmente obtenidos en la práctica, tanto en lo que se refiere a las propiedades elásticas del alambre para preesfuerzo como al grado de ductilidad, medido por la prueba de dobles. Estas tablas incluyen la mayor parte de los diámetros disponibles para el concreto preesforzado e indican para cada medida varios rangos de resistencia a la tensión. Debe notarse que el alambre en Rollos Grandes tiene propiedades elásticas más elevadas que el alambre suministrado en Rollos Normales. Los siguientes datos son de interés:

Módulo de Elasticidad

La estadística obtenida de una gran cantidad de pruebas indica que, en el alambre para preesfuerzo de un tamaño y calidad determinados, el módulo de elasticidad no varía en más de un + 5%.

Elongación a la Ruptura

No se puede determinar con precisión la elongación final a la ruptura. Tiene cierta relación con la resistencia a la tensión pero depende principalmente de la relación del diámetro del alambre con el largo de la muestra calibrada y varía si la medición se hace en el momento en que falla y se rompe el alambre, o en el momento en que ya ocurrió la ruptura. Bajo este encabezado se pueden incluir una variedad de pruebas que usualmente se pueden efectuar con el mismo alambre. Pueden mencionarse dos requisitos menos usuales: 2% de "elongación uniforme" medida fuera de la zona deformada por la fractura, sobre una calibración de 100 mm (4"); y 4% después de la fractura en una calibración de diez veces (10X) el diámetro del alambre.

Relajamiento

El relajamiento del alambre previamente enderezado, suministrado en Rollos Grandes, es de aproximadamente 4% después de 1,000 horas, a partir de una tensión inicial del 70% de la resistencia a la tensión.

Referencias:

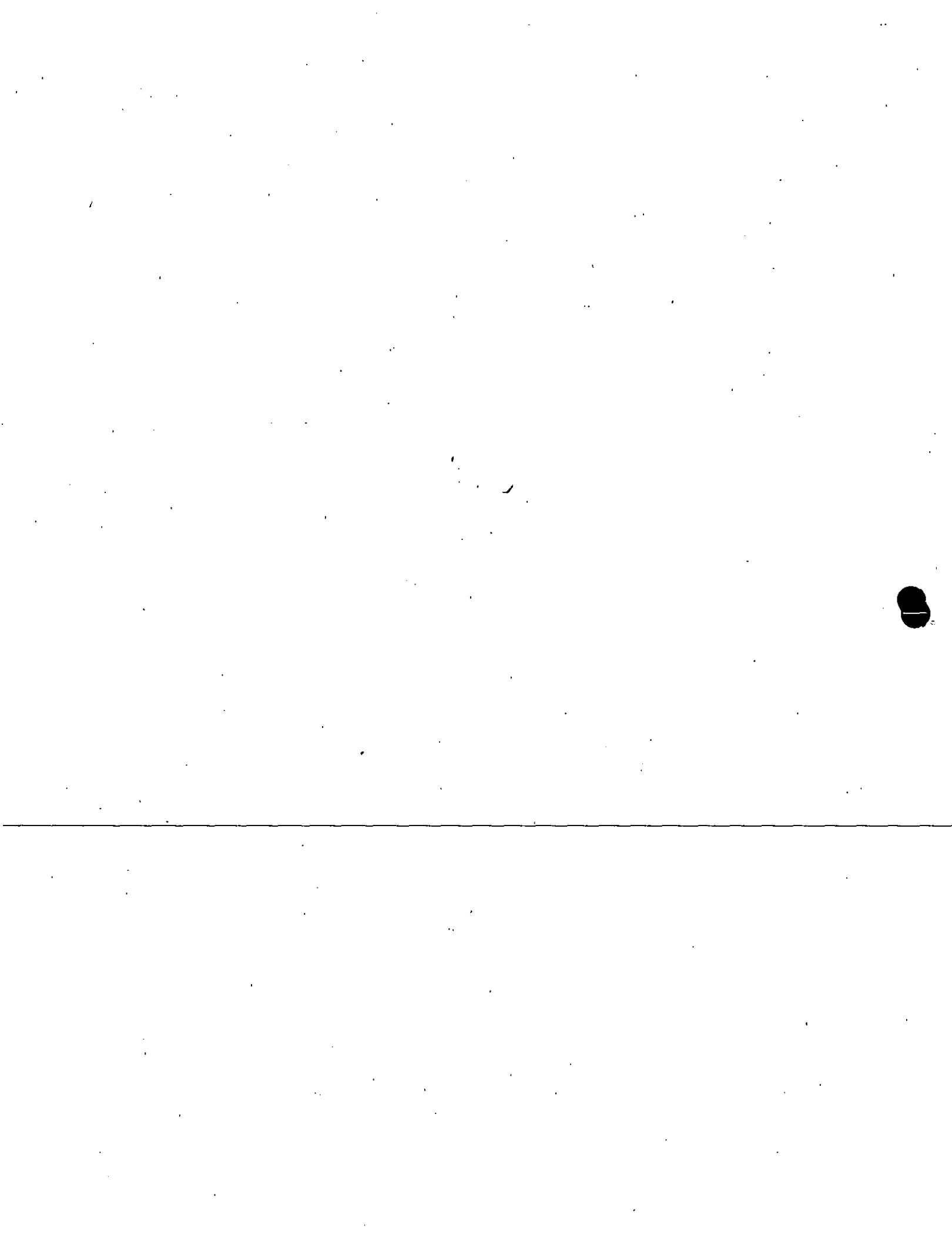
INSPECCION DEL ALAMBRE	4
RELAJAMIENTO	5
CORROSION POR ESFUERZO	5
ACABADO DEL ALAMBRE Y TAMAÑO DE LOS ROLLOS	1
CARGAS DE PREENFORZO Y GRAFICAS CARGA-DEFORMACION	3



El rango de resistencia normal para cada tamaño de alambre se indica en tipo más negro.

DIAMETRO DEL ALAMBRE mm	RESISTENCIA A LA TENSION		VALORES MINIMOS PRACTICOS					
			ESFUERZO DE PRUEBA k/m^2				DOBLECES INVERSOS	RADIO DEL DOBLEZ mm
	k/m^2	Ton/pulg ²	ROLLO NORMAL		ROLLO GRANDE			
			0.1%	0.2%	0.1%	0.2%		
7 0	145/160	92 1/101.6	—	—	124	132	7	20
	150/165	95 2/104.8	—	—	127	136	7	
	160/175	101 6/111.1	—	—	136	145	6	
5-08	145/160	92 1/101.6	104	117	124	132	8	15
	160/175	101 6/111.1	115	129	136	145	7	
	175/190	111 1/120.6	125	141	149	157	6	
5-0	145/160	92 1/101.6	105	118	124	132	8	15
	160/175	101 6/111.1	116	130	136	145	7	
	175/190	111 1/120.6	125	141	149	157	6	
4-88	145/160	92 1/101.6	105	119	124	132	8	15
	160/175	101 6/111.1	116	130	136	145	7	
	175/190	111 1/120.6	126	142	149	157	6	
4-06	145/160	92 1/101.6	105	119	124	132	8	12.5
	160/175	101 6/111.1	116	130	136	145	7	
	175/190	111 1/120.6	126	142	149	157	6	
3-40	145/160	92 1/101.6	105	119	124	132	8	12.5
	160/175	101 6/111.1	116	130	136	145	7	
	175/190	111 1/120.6	127	143	149	157	6	
3-65	145/160	92 1/101.6	105	119	124	132	8	10
	160/175	101 6/111.1	116	130	136	145	8	
	175/190	111 1/120.6	127	143	149	157	7	
3-25	160/175	101 6/111.1	116	130	136	145	9	10
	175/190	111 1/120.6	127	141	149	157	8	
	190/205	120 6/130.2	137	155	161	170	7	
3-0	160/175	101 6/111.1	116	130	136	145	10	10
	175/190	111 1/120.6	128	144	149	157	9	
	190/205	120 6/130.2	138	156	161	170	8	
2-64	175/190	111 1/120.6	130	144	149	157	10	7.5
	190/205	120 6/130.2	140	156	161	170	9	
	205/220	130 2/139.7	151	168	174	183	8	
2-03	190/205	120 6/130.2	140	156	—	—	9	5
	205/220	130 2/139.7	151	168	—	—	8	
	220/235	139 7/149.2	162	180	—	—	7	
2-0	190/205	120 6/130.2	140	156	—	—	9	5
	205/220	130 2/139.7	151	168	—	—	8	
	220/235	139 7/149.2	162	180	—	—	7	

El número de dobleces inversos puede ser un poco mejor con alambre estampado.



Especificaciones y Propiedades Mecánicas del Cable

En las siguientes tablas se indican los valores mínimos correspondientes a las propiedades mecánicas de los cables de 7 alambres. Estos valores son ligeramente superiores a los indicados en la especificación ASTM-A. 416.59F, que es, posiblemente, la más común para este tipo de cable.

RELAJAMIENTO

El relajamiento de la carga en el cable de 7 alambres para preesfuerzo, con una tensión inicial del 70% de la resistencia especificada es del 5 al 6% después de 1.000 horas.

DIAMETRO NOMINAL	RESISTENCIA MINIMA A LA RUPTURA	LIMITE MINIMO PROPORCIONAL (al 0.01%)	CARGA MINIMA AL 1.0% DE DEFORMACION	ELONGACION MINIMA EN 61 cm A LA RUPTURA
mm	Kilos	Kilos	Kilos	%
7.94	7031	4218	5976	4
9.52	9525	5715	8097	4
11.1	12701	7620	10796	4
12.7	16783	10070	14265	4
15.2	23133	13880	19663	4

DIAMETRO NOMINAL	RESISTENCIA MINIMA A LA RUPTURA	LIMITE MINIMO PROPORCIONAL (al 0.01%)	CARGA MINIMA AL 1.0% DE DEFORMACION	ELONGACION MINIMA EN 24" A LA RUPTURA
Pulgadas	Libras	Libras	Libras	%
5/8	15,500	9,300	13,175	4
3/4	21,000	12,600	17,850	4
7/8	28,000	16,800	23,800	4
1	37,000	22,200	31,450	4
1 1/8	51,000	30,600	43,350	4

MODULO DE ELASTICIDAD

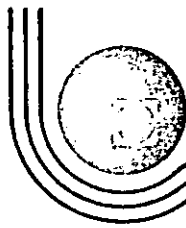
Aparte de las especificaciones requeridas debe notarse que el método de fabricación y el hecho de que el cable esté constituido por 7 alambres, tienden a compensar diferencias en el cable de un rollo o carrete a otro. De un gran número de pruebas registradas se desprende que el módulo de elasticidad del cable de 7 alambres para preesfuerzo generalmente no variará en más de un $\pm 5\%$ en toda una serie de embarques, ni en más de un $\pm 4\%$ en una misma entrega, ni en más de un $\pm 1\frac{1}{2}\%$ entre los dos extremos del cable en un carrete.

Puede considerarse que el módulo de elasticidad promedio para el cable de 7 alambres 'normalizado' es de unos 20,000 k/mm² (28,500,000 p.s.i.). Debe mencionarse que las determinaciones del módulo se hacen sobre los valores de deformación obtenidos durante la primera aplicación de la carga, ya que esto es lo que ocurre en la práctica.

Referencias:

INSPECCION-DEL-CABLE	9	
RELAJAMIENTO	10	
CORROSION		
CABLE	LONGITUDES	
	PESOS	6
	AREAS	
CARGAS DE PREESFUERZO Y GRAFICAS	8	





**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

DIRIGIDO AL PERSONAL PROFESIONAL DE LA DIRECCION GENERAL
DE CAMINOS RURALES DE LA SECRETARIA DE COMUNICACIONES Y
TRANSPORTES.

CURSO: "RESIDENTES DE CONSTRUCCION"

ALFUNAS CAUSAS DE FALLA EN ESTRUCTURAS DE ACERO

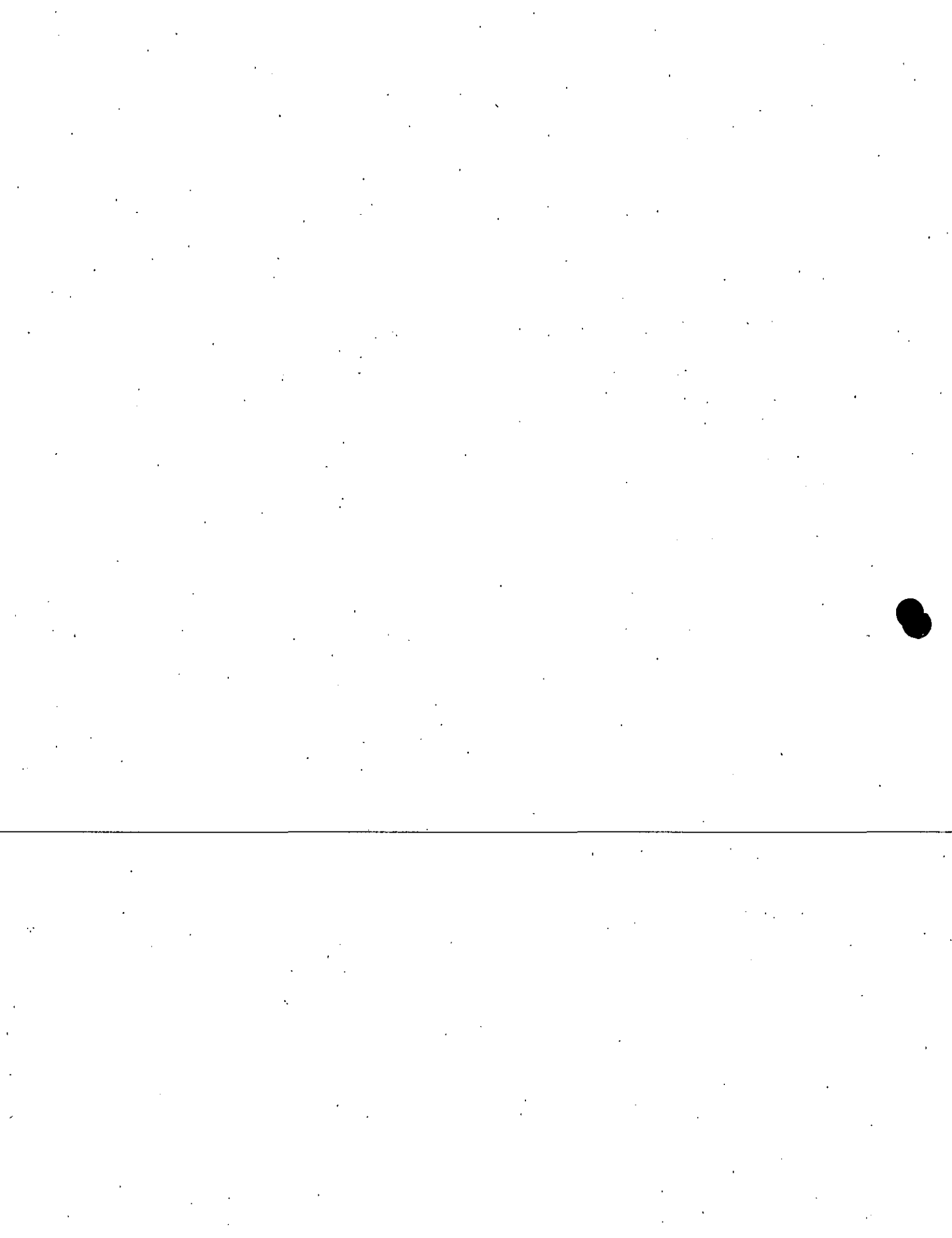
ING. JOSE LUIS SANCHEZ MARTINEZ

DEL 10 AL 15 DE SEPTIEMBRE, 1984
ZACATECAS, ZAC.



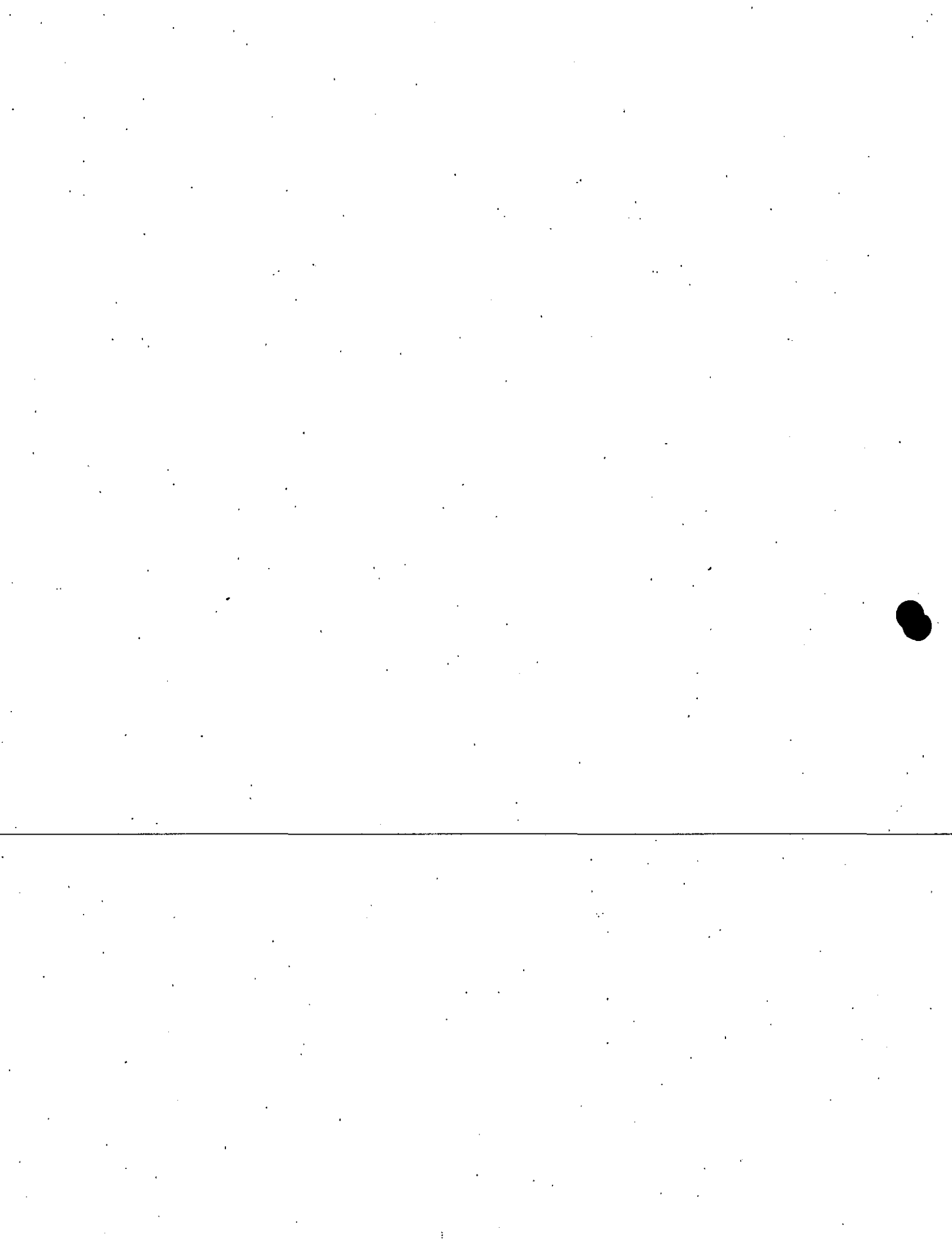
ALGUNAS CAUSAS DE FALLA EN ESTRUCTURAS DE ACERO

- | | |
|--------------------|-----------------|
| 1.- Pandeo - | Contraventeo - |
| 2.- Conexiones.- | Detalle - |
| 3.- Falla Frágil.- | Supervisión.- |
| 4.- Fatiga.- | Inspección.- |
| 5.- Vibración.- | Aislamiento - |
| 6.- Corrosión.- | Mantenimiento - |
| 7.- Fuego.- | Protección.- |



Probablemente la causa que con mayor frecuencia ha provocado la falla de estructuras metálicas es el pandeo de alguno de sus elementos o de la construcción en conjunto. Las secciones cada vez más esbeltas que se utilizan contribuyen a este problema que, si bien ha ocurrido con frecuencia en estructuras de edificios ya terminados y durante el pando, se ha presentado aún más a menudo durante el proceso de construcción de las obras. Es un problema que debe tenerse siempre presente, considerando que es indispensable en toda etapa constructiva un sistema de contraventeo para que las piezas de la estructura trabajen en forma concorde con las hipótesis supuestas para su dimensionamiento.

La palabra clave en relación con este tipo de falla es entonces CONTRAVENTEO



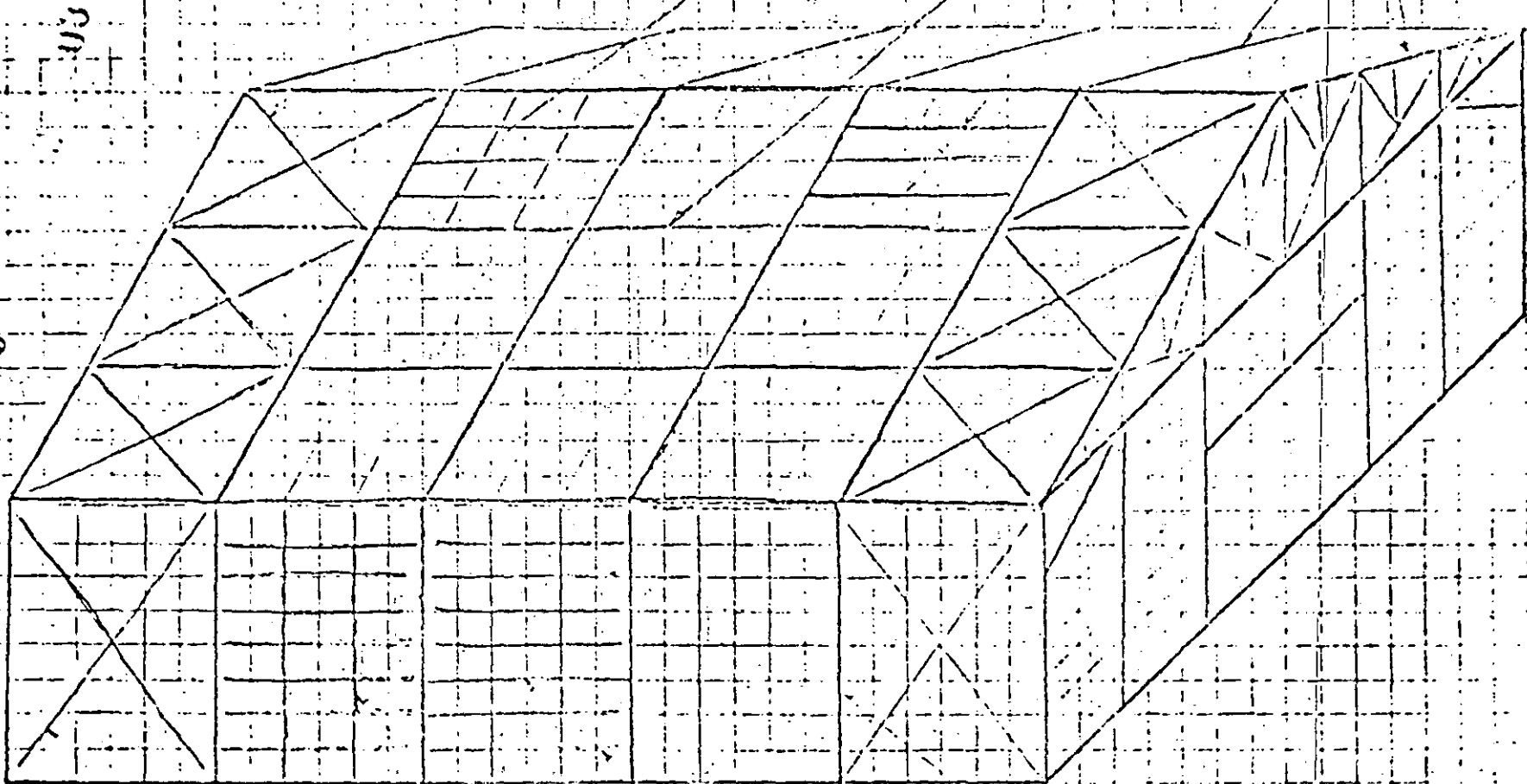
contraviento.

tirante.

portal.

largueros.

armaduras principales.



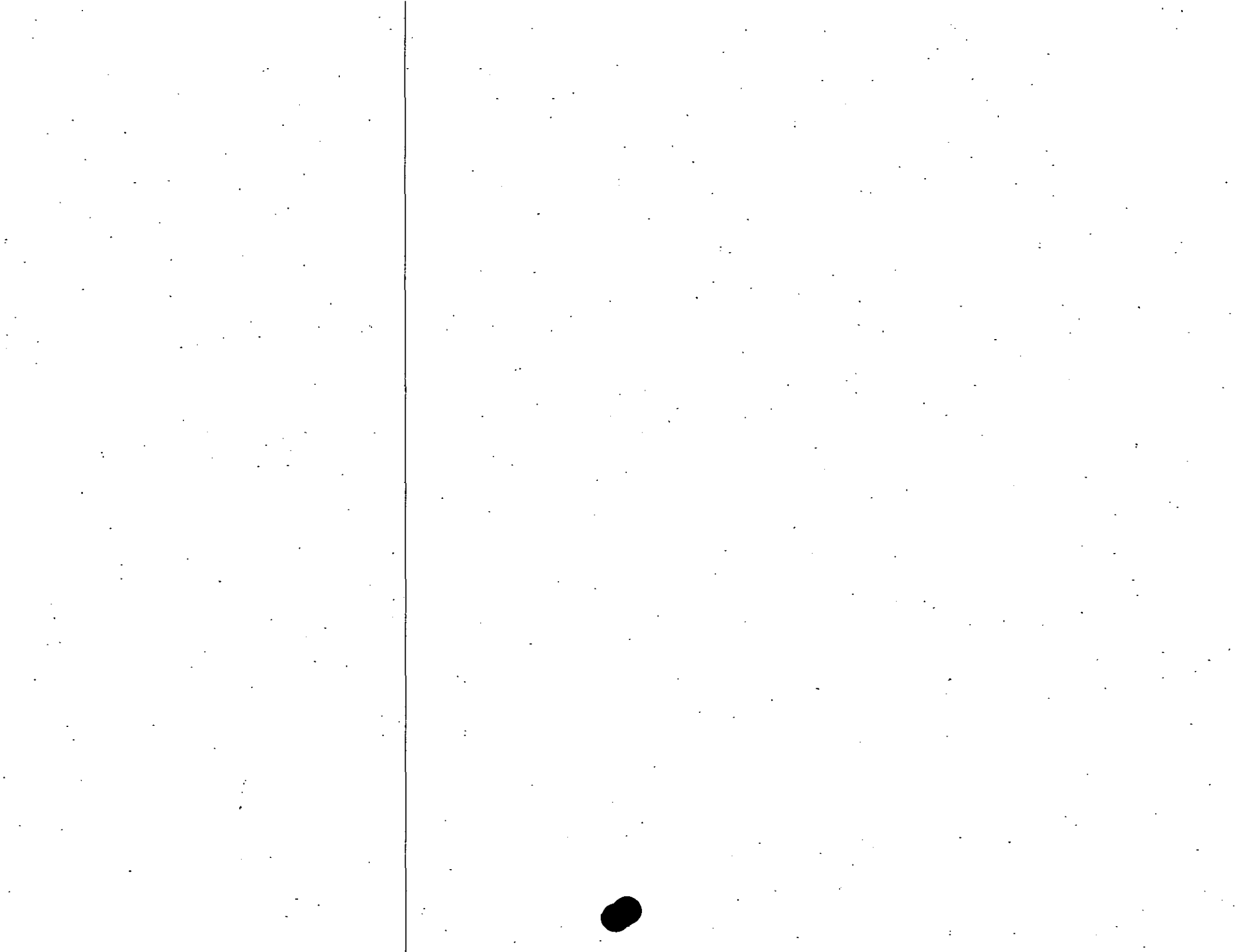
contraviento.

tirante.

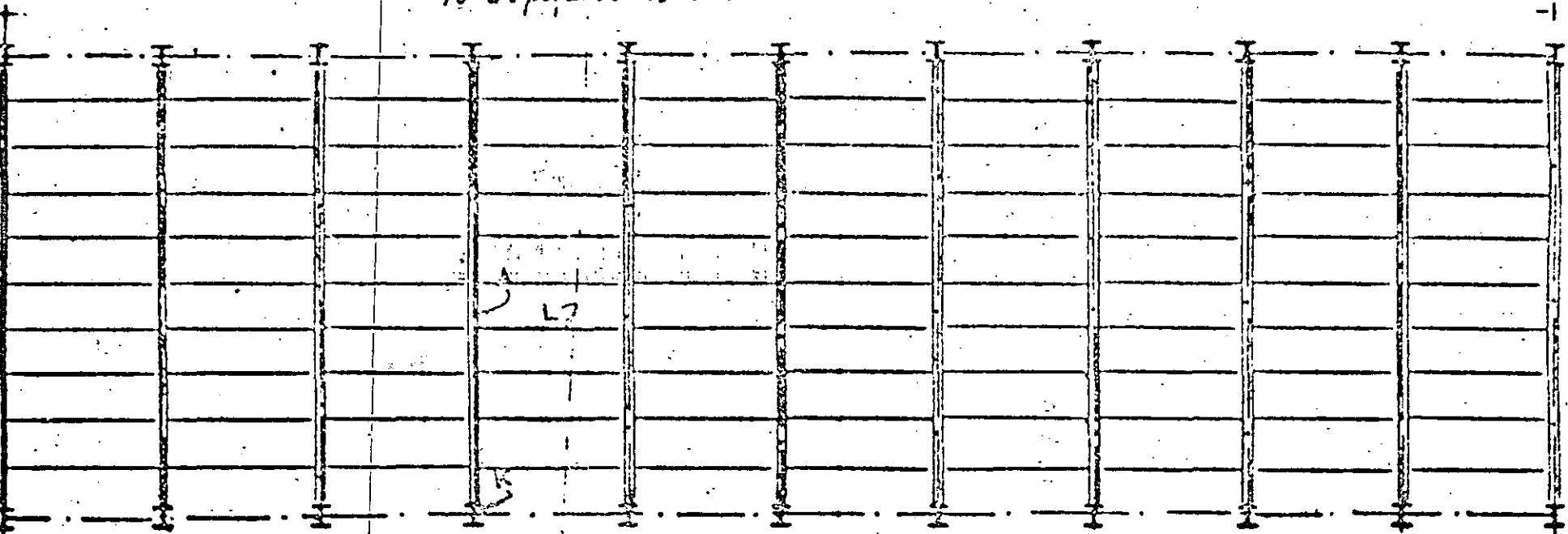
largueros de pared.

Columna.

ELEMENTOS de una NAVE INDUSTRIAL



10 espacios @ 8m = 80m.



PLANTA

Distribución de columnas, armaduras y largueros.

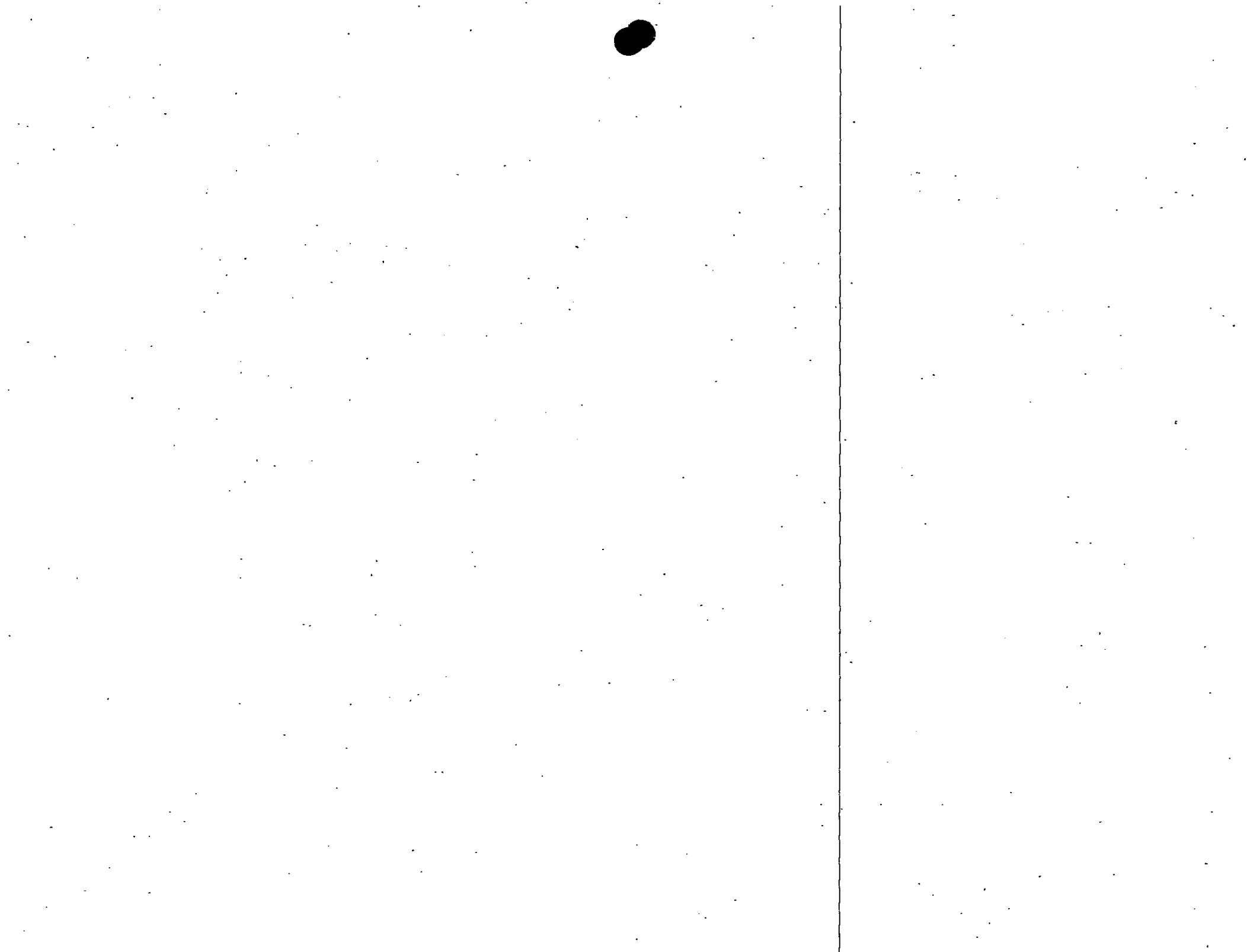
A: Armaduras.
K: Columnas.
D: Largueros.

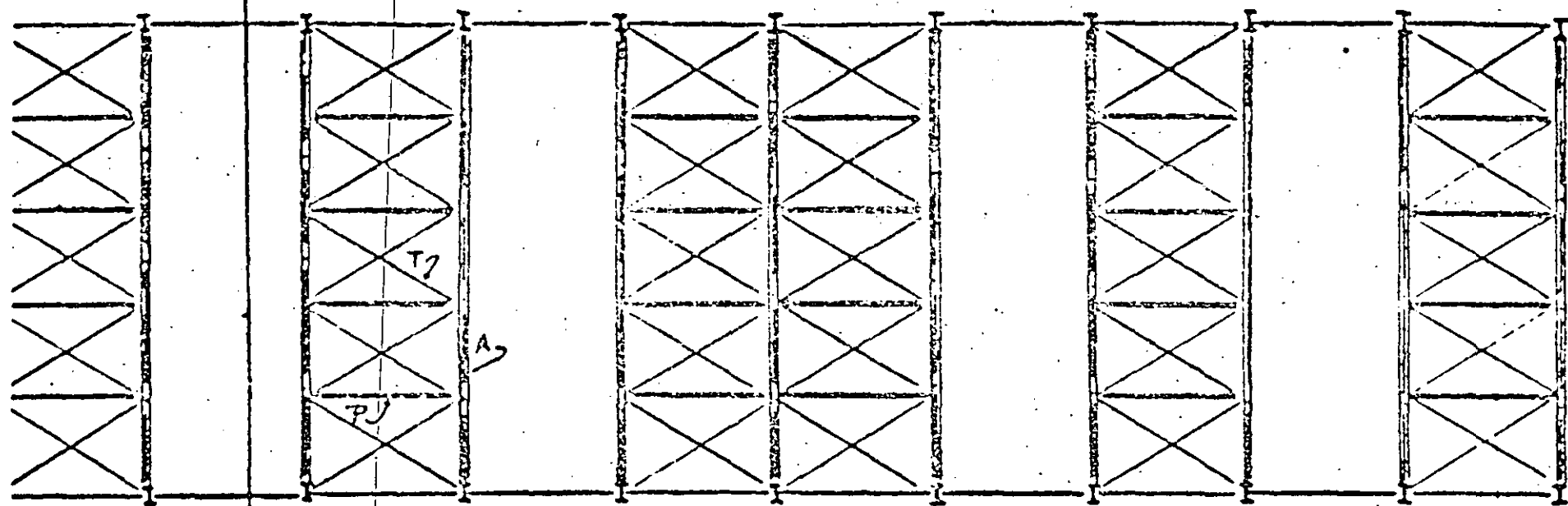
D-4

D-4

D-4

FIG. 1





Distribución de contraventea en cuerda inferior.-

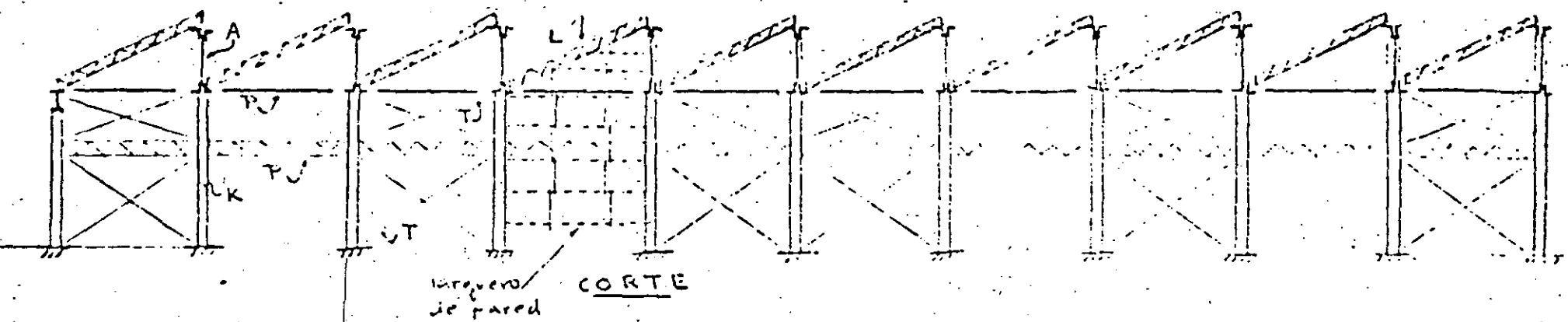
P: Puntales.
 T: Tirantes.
 A: Armaduras.

51

D-7

FIG. 3





Colocación de largueros, columnas y estructura de paredes laterales

- L: largueros
 - A: armaduras
 - K: columnas
 - T: tirantes
 - P: puntales
- } estructura de pared lateral.



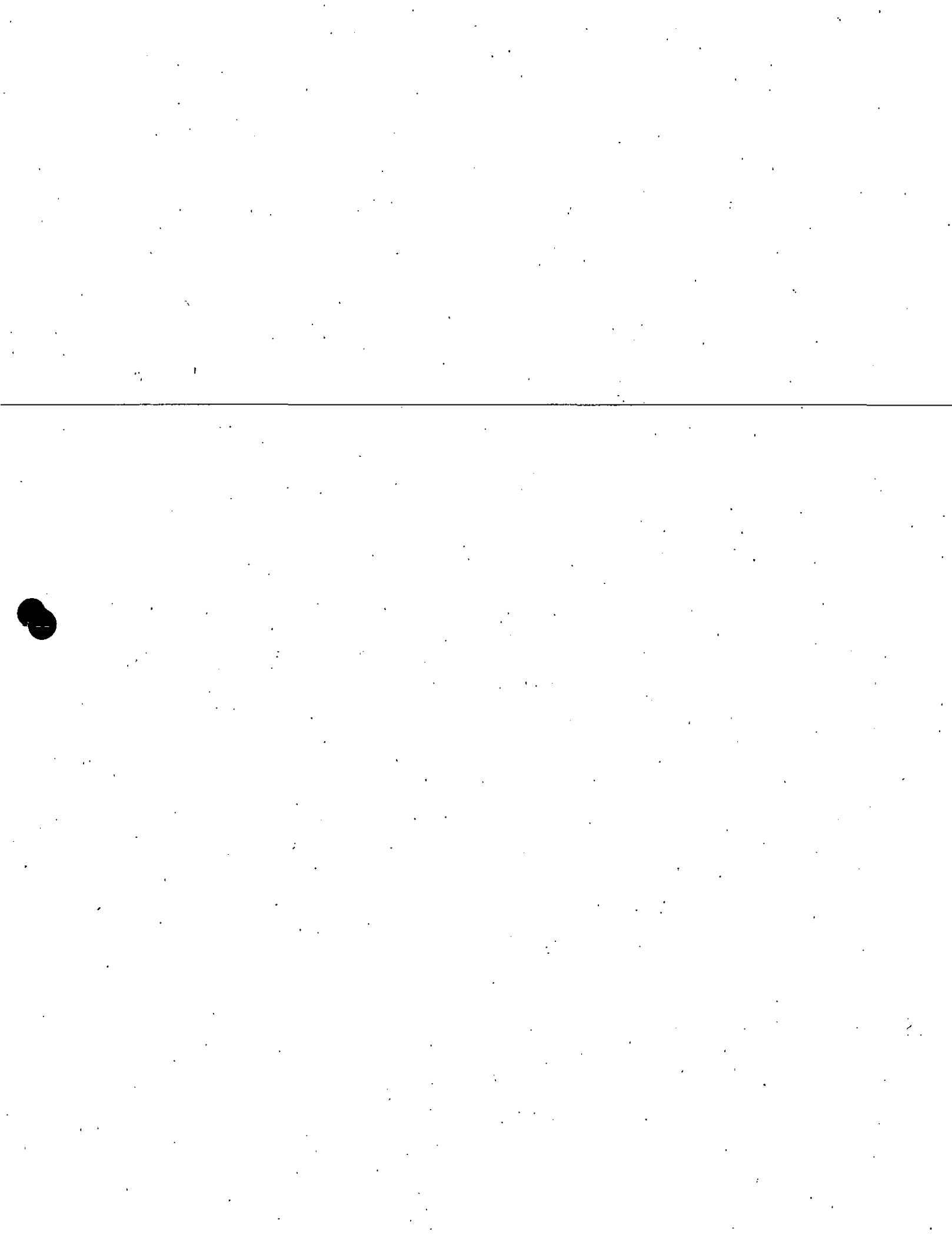
Conexiones

Los defectos en las uniones entre los elementos de una estructura o de esta con sus apoyos han sido causa de frecuentes fallas en construcciones metálicas.

Estos defectos en gran cantidad de casos, han debido a la omisión en planos y especificaciones de los detalles necesarios para construir las juntas y a la falta de los planos de fabricación y montaje que a partir de esos detalles deben elaborarse.

En otras ocasiones el comportamiento inadecuado de la estructura se ha debido a la falta de congruencia entre las hipótesis de cálculo y las características de las conexiones que se proporcionan realmente en la obra, problema que se hace patente, muy a menudo, en los casos en que la estructura se ve sometida a las sollicitaciones máximas de diseño que, en nuestro medio, son muchas veces, accidentes accidentales debidas a movimientos sísmicos. La inseguridad latente en construcciones en estas condiciones es clara.

La palabra clave asociada a este tipo de falla podría ser DETALLE

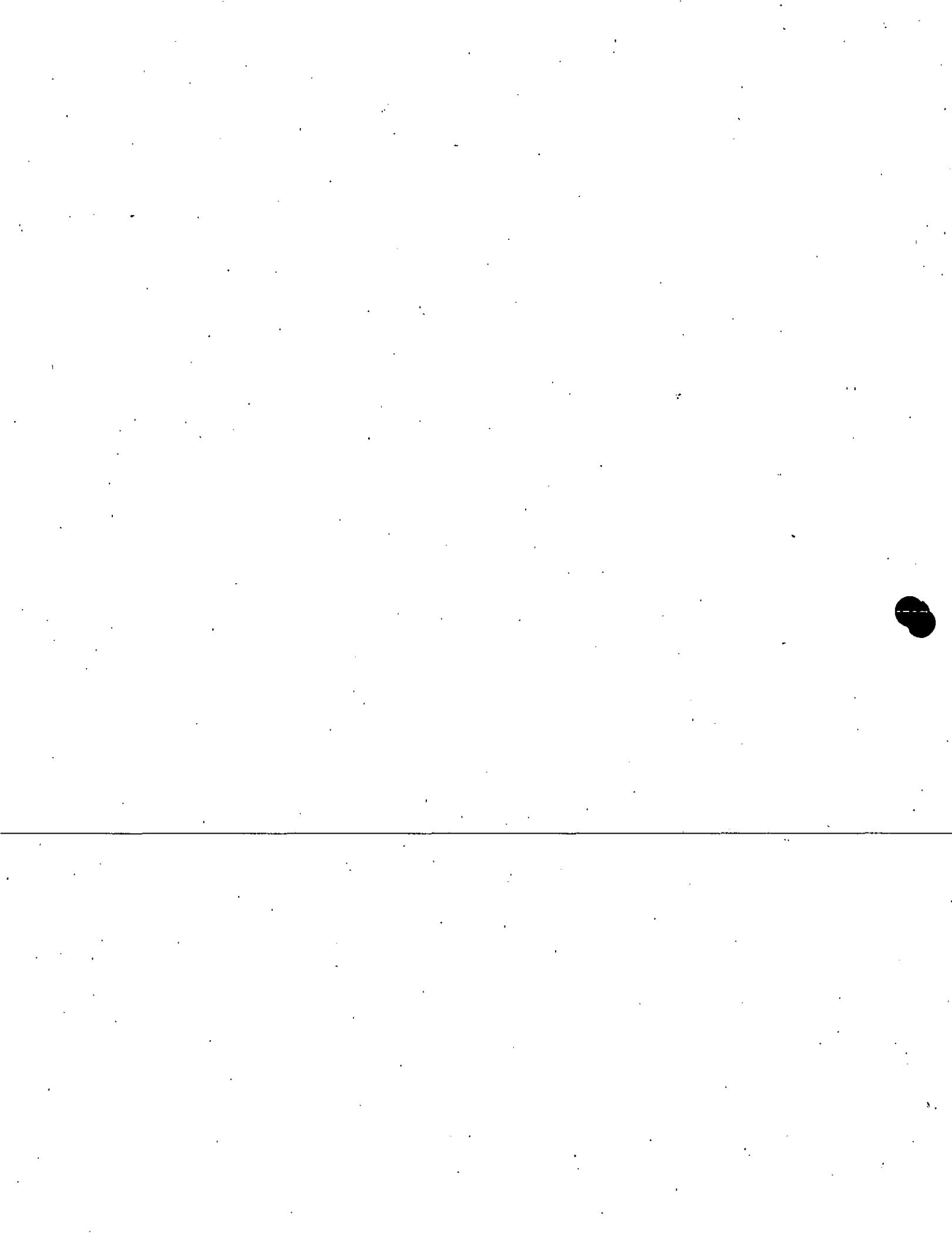


Bajo determinadas circunstancias una estructura puede fallar en forma repentina, sin muestras de deformación previa y a esfuerzos mucho más bajos a los que, en teoría, deberían producir la falla.

Esto ocurre normalmente en materiales frágiles, a bajas temperaturas y en presencia de inclusiones, grietas, soldaduras mal ejecutadas u otros defectos del mismo tipo en los que la falla invariablemente se inicia.

Aunque en estructuras para edificios, en nuestro medio, tal tipo de falla es, afortunadamente, rara, si se ha observado en puentes, tanques de almacenamiento, torres, barridos y estructuras similares.

La localización de defectos en etapas previa al funcionamiento de la estructura implican la necesidad de una adecuada SUPERVISION



Algunos factores que influyen en la resistencia a falla frágil.

Presencia de muescas.

Temperatura de servicio.

Estado de Esfuerzos.

Espesor.

Composición química.



La prueba de impacto de Charpy se ha utilizado para visualizar las características de la fractura de un material en relación con la temperatura a que se encuentra.

15.3]

FRACTURE CRITERIA

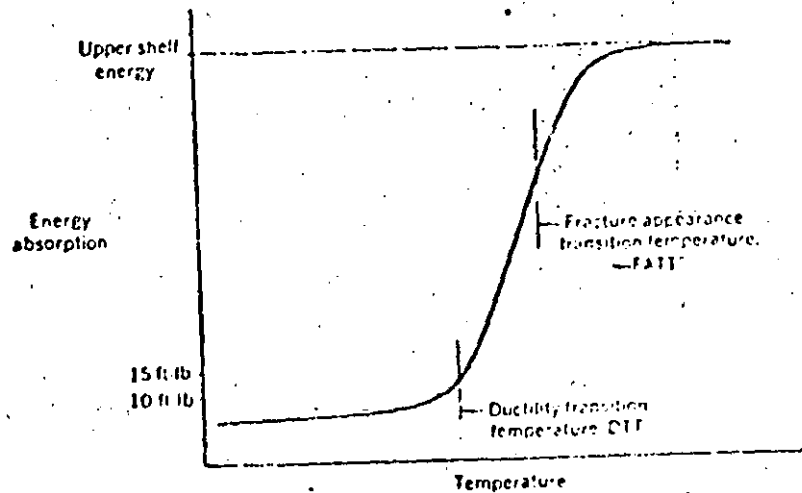


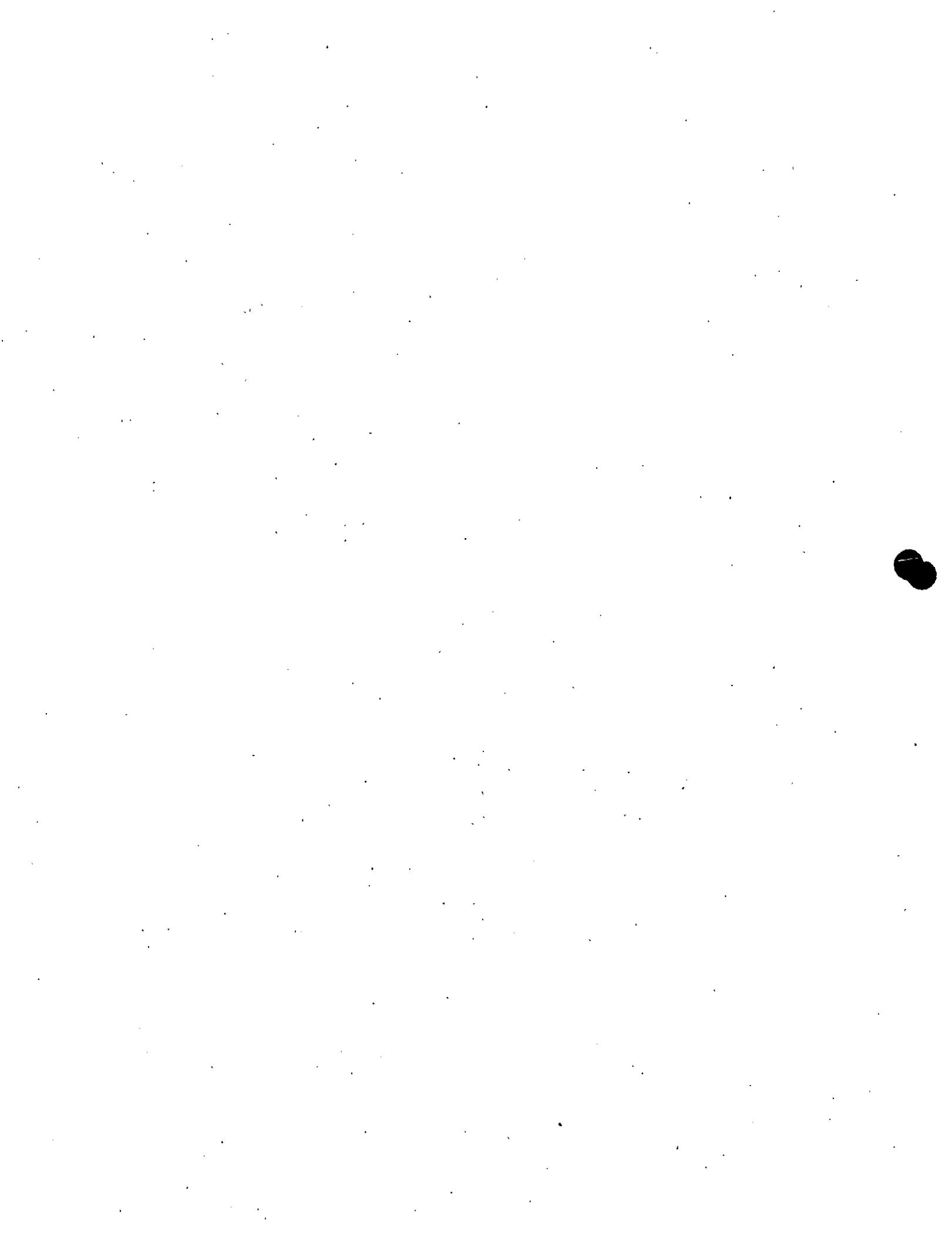
Fig. 15.3 Charpy V-notch test.

BRITTLE FRACTURE

Table 15.2 Factors Affecting Charpy Impact Curve

Factor	Ductility Transition Temperature	Upper Shelf Energy
Increase content of		
Carbon	Increase	Decrease
Manganese	Decrease	Increase
Nickel	Decrease	Increase
Phosphorus	Increase	•
Sulfur	Increase	•
Increase		
Grain size	Increase	•
Thickness	Increase	Decrease
Finishing Temp.	Increase	•
Cooling rate	Decrease	•
Strain aging	Increase	Decrease
Neutron irradiation	Increase	Decrease

• Little change.



Para minimizar la posibilidad de una falla frágil deben seguirse las indicaciones que siguen:

- 1.- Eliminar concentraciones severas de esfuerzos.
- 2.- Eliminar en lo posible muescas o grietas o tomar medidas para impedir su propagación.
- 3.- Eliminar detalles de soldadura que restringen en forma severa la deformación plástica de la sección.
- 4.- Eliminar el enfriamiento rápido de la sección o precalentar.
- 5.- Soldar con electrodos de bajo hidrógeno.
- 6.- Eliminar puntos de soldadura y evitar que se cebe el arco contra el material.



FATIGA

12

12

Si una estructura se sujeta a cargas que varían ciclicamente puede fallar después de un número más o menos grande de aplicaciones de carga aun bajo esfuerzos muy inferiores a los correspondientes al límite de fluencia del material.

La falla por fatiga se presenta en tres etapas:

- 1.- Se inicia una grieta microscópica.
- 2.- Se propaga la grieta hasta su tamaño crítico.
- 3.- Se excede la resistencia del elemento sometido y se produce la falla.

Aunque no se han desarrollado métodos analítico-teóricos para predecir la resistencia por fatiga de una estructura si se han realizado una gran cantidad de experimentos que ha permitido dar recomendaciones de diseño.

En todo caso es conveniente revisar periódicamente con cuidado la construcción reparando defectos tales como muescas, grietas, corrosión y lugares de concentración de esfuerzos en que pudiera iniciarse la falla.

Un criterio simple para considerar la fatiga en el diseño se presenta en un apéndice de las normas del AISC. La supervisión implica detectar

VIBRACIONES 13

15

Una estructura falla cuando deja de servir a los fines a que fue destinada.

Una vibración excesiva es, en este sentido, una falla y deben, por lo tanto, tomarse medidas durante el diseño para prevenirlas, así como establecerse criterios para controlarlas si llegan a presentarse.

La magnitud de la vibración depende de las características de la estructura y de las de la acción que la provoca.

En edificios en que la acción principal es el movimiento de personas se recomienda dar rigidez a la estructura de tal modo que las trabes o losas del sistema de piso no tengan un peralte menor que el claro entre 20. Cuando la carga es debida a equipos o máquinas la solución es, a menudo, aislarlos.

La rigidez es lo que normalmente se puede controlar en este caso. RIGIDEZ es por ello la palabra que junto con AISLAMIENTO definen este problema.



CORROSION

14

14

14

25

Lo mayor parte de los metales al exponerse al medio ambiente sin protección reaccionan con los elementos de ese ambiente dando lugar a fenómenos de corrosión. El producto de la corrosión se deposita sobre el material y este reduce su espesor. En algunos metales el primer producto de la oxidación actúa como una capa protectora que impide que la corrosión continúe. Este es el caso del cobre, el níquel y el aluminio. No ocurre lo mismo con el acero en que la corrosión puede continuar en forma indefinida. Aunque la corrosión se puede prevenir en acero, a temperaturas normales es de mayor importancia de lo que se piensa en presencia de un líquido, normalmente agua, que actúa como electrolito en el proceso electroquímico implicado en el proceso de corrosión.

Protección contra la corrosión.

La composición química del acero es de gran importancia en relación con la corrosión, aleaciones de aluminio por su parte en forma muy eficiente al acero, un acero con cobre, níquel o cromo tiene una resistencia a la corrosión de unas 4 veces que el acero común.

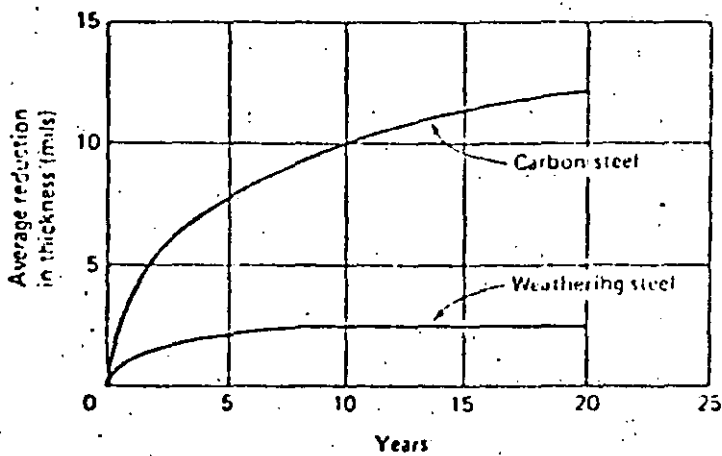


Figure 2.38 Comparison between the Anticorrosion Behavior of Carbon and Weathering Steel.



Los aceros resistentes a la corrosión son caros y es por ello que se recurre a otros procedimientos para protegerlos, se utilizan pinturas o compuestos orgánicos que los aislan o bien se protegen con una capa de zinc en el proceso llamado galvanizado.

La corrosión resulta enormemente acelerada por la presencia de corrientes eléctricas parásitas y por el contacto entre metales de distinto potencial eléctrico en presencia de humedad.

La corrosión ha ocasionado fallas, sobre todo en piezas sometidas a esfuerzos importantes.

Una gran cantidad de fallas en estructuras de concreto prefabricado se han debido a la corrosión de los alambres de prefuerzo sobre todo en piezas trabajadas a tensión en donde el agrietamiento del concreto permite el ataque de los alambres.

MANTENIMIENTO es en todos los casos la clave contra los efectos nocivos de la corrosión.

Los edificios de acero cuyas condiciones externas e internas no permitan que en caso de incendio se alcancen grandes temperaturas (400° aprox.) no requieren en general ninguna protección y pueden considerarse resistentes al fuego.

Para temperaturas grandes el acero debe aislarse térmicamente con materiales resistentes al fuego.

Para juzgar el efecto que la acción del fuego ha tenido sobre elementos estructurales de acero es necesario someterlos a una acción cuidadosa sobre todo en las conexiones en donde podrían presentarse agrietamientos o rotura de conectores.

Cuando el material no presenta evidencias de daños importantes debido al efecto de grandes temperatura o a enfriamientos bruscos puede repararse enderezando partes deformadas localmente sin necesidad de recurrir a otras medidas.

Si la temperatura ha sido muy elevada o el enfriamiento muy brusco normalmente se presentan deformaciones tan importantes que el enderezado se hace imposible y es necesario reemplazar el material afectado.

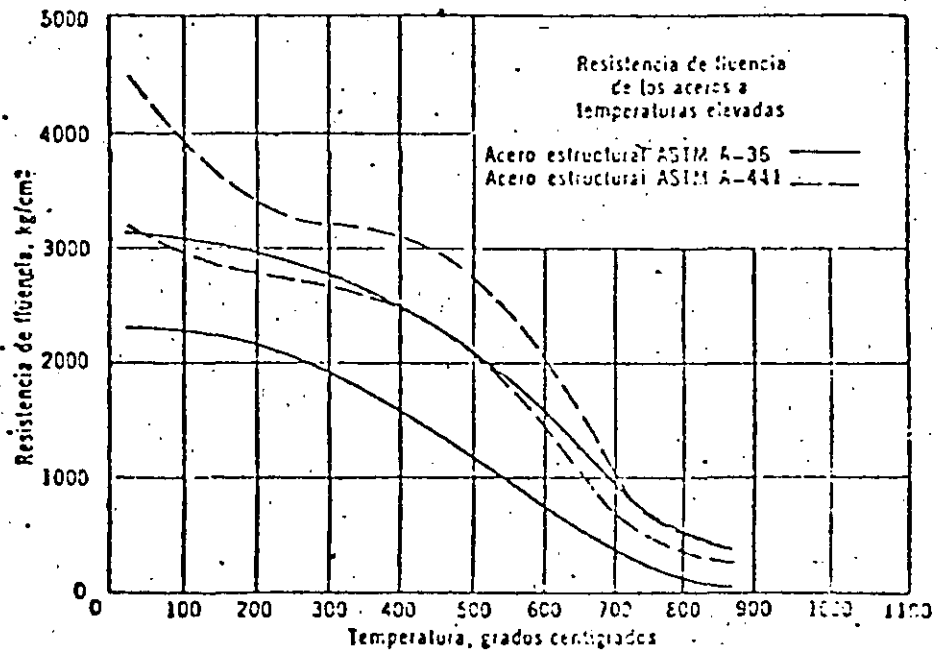
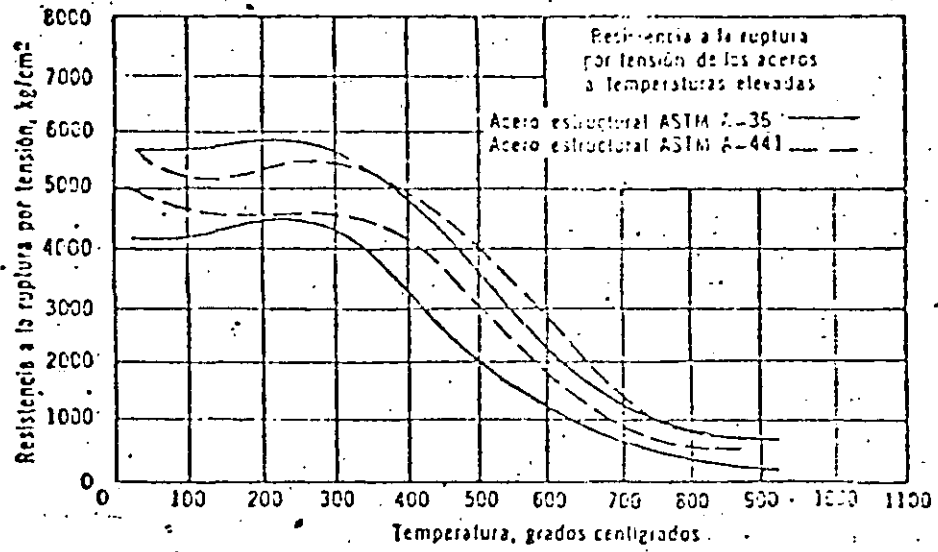
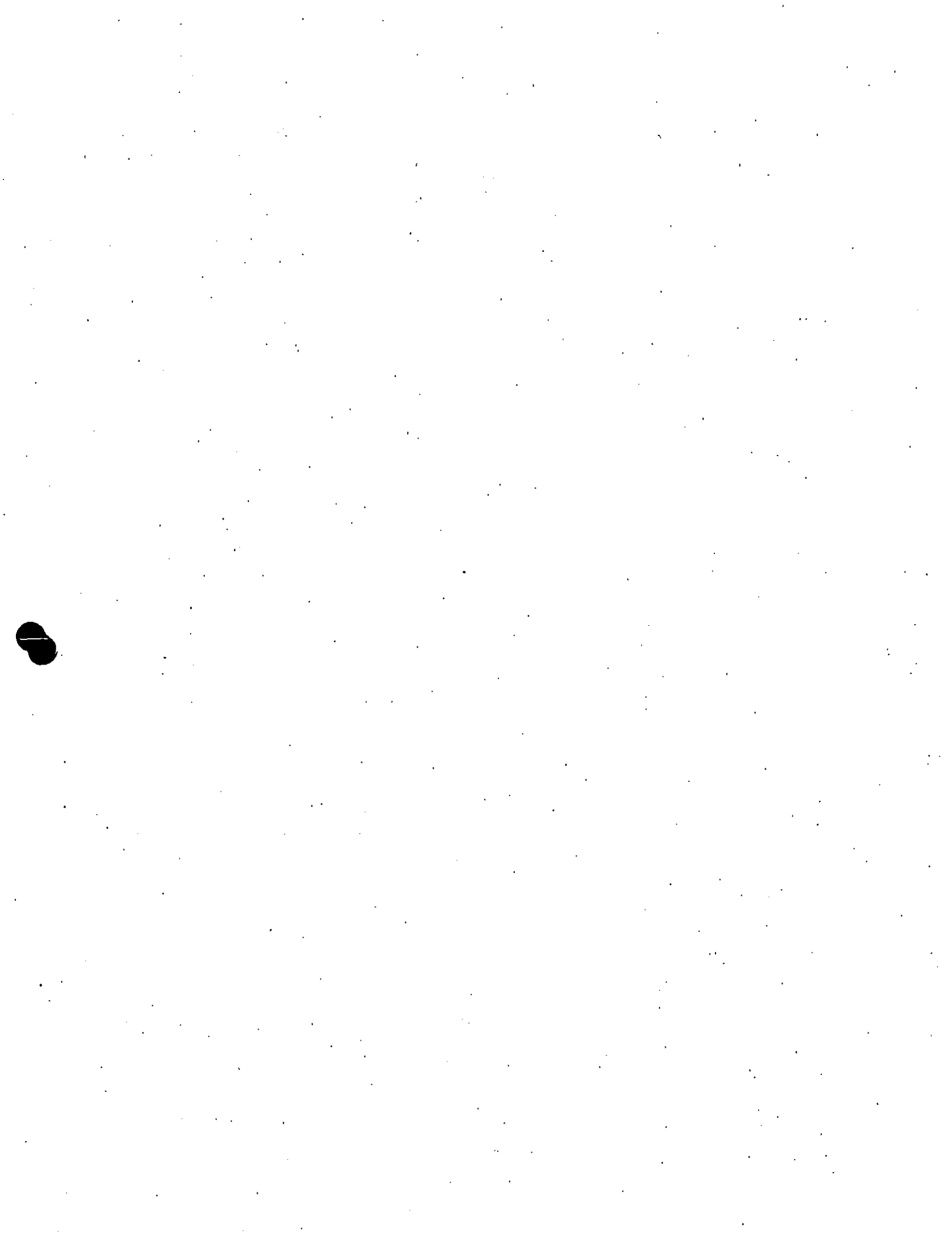
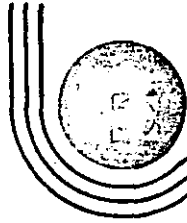


Fig. 2-1 Resistencia de tensión y de fluencia a temperaturas elevadas (Cortesía de Applied Research Laboratory, United States Steel Corp.)





**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

DIRIGIDO AL PERSONAL PROFESIONAL DE LA DIRECCION GENERAL
DE CAMINOS RURALES DE LA SECRETARIA DE COMUNICACIONES Y
TRANSPORTES.

CURSO: "RESIDENTES DE CONSTRUCCION"

S O L D A D U R A

ING. JOSE LUIS SANCHEZ MARTINEZ

DEL 10 AL 15 DE SEPTIEMBRE DE 1984
ZACATECAS, ZAC.

SOLDADURAS

I.- Procesos de soldadura.-

- a) MANUAL (Al arco eléctrico con electrodo recubierto).
- b) DE ARCO SUMERGIDO (Soldadura al arco eléctrico con electrodo sumergido).
- c) SEMIAUTOMATICA DE ELECTRODO TUBULAR FLEXIBLE (Soldadura al arco eléctrico y electrodo con núcleo de fundente).
- d) SEMIAUTOMATICA DE ARCO PROTEGIDO CON GAS.
- e) ELECTRO SLAG O ELECTROGAS.



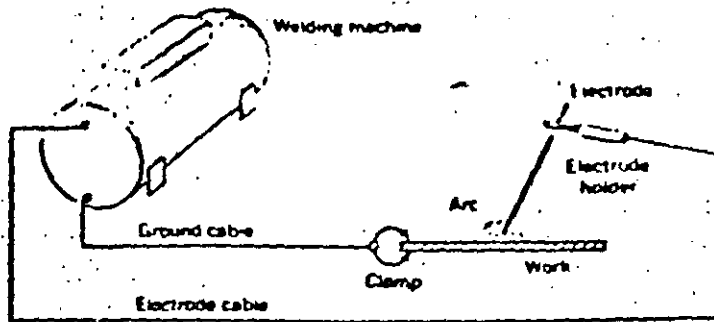


Fig. 141 The welding circuit.

Art. 142]

WELDING PROCESSES

485

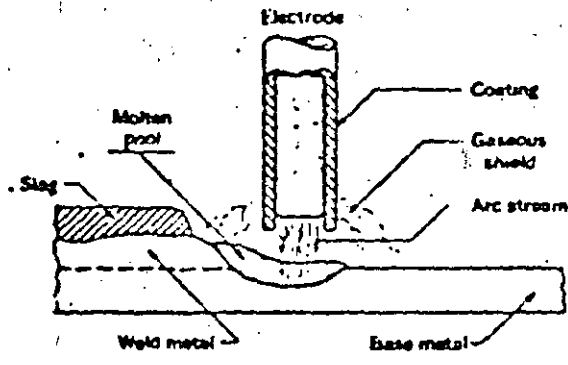


Fig. 143 Shielded arc-welding process.

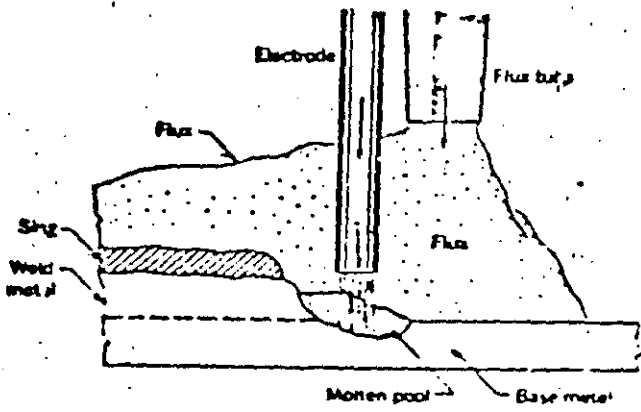


Fig. 146 Submerged arc-welding process.



002

The Self-Shielded Flux-Cored Process

The self-shielded flux-cored arc-welding process is an outgrowth of shielded metal-arc welding. The versatility and maneuverability of stick electrodes in manual welding stimulated efforts to mechanize the shielded metal-arc process. The thought was that if some way could be found for putting an electrode with self-shielding characteristics in coil form and feeding it mechanically to the arc, welding time lost in changing electrodes and the material loss as electrode stubs would be eliminated. The result of these efforts was the development of the semiautomatic and full-automatic processes for welding with continuous flux-cored tubular electrode "wires." Such fabricated wires (Fig. 5-5) contain in their cores the ingredients for fluxing and deoxidizing molten metal and for generating shielding gases and vapors and slag coverings.

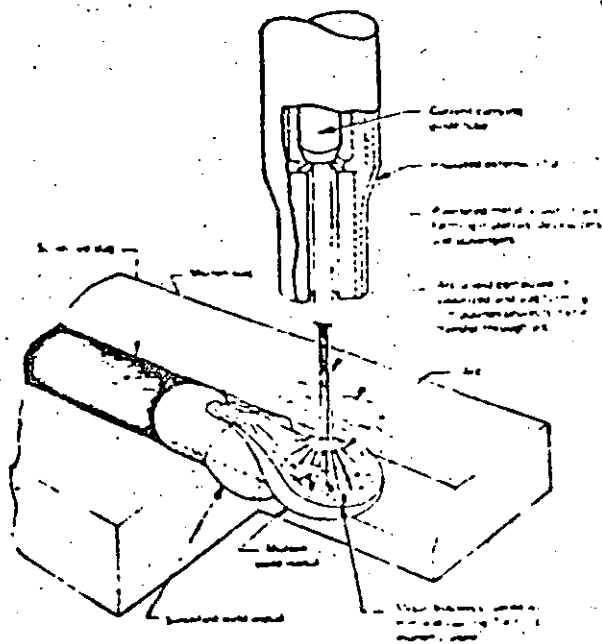


Fig. 5-5. Principles of the self shielded flux cored arc welding process. The electrode may be viewed as an "inside out" construction of the stick electrode used in shielded metal arc welding. Putting the shielding materials inside the electrode allows the coating of molten metal to be continuous lengths of electrode and gives an outside protective sheath for carrying the welding current from a point close to the arc.

In essence, semiautomatic welding with flux-cored electrodes is manual shielded metal-arc welding with an electrode many feet long instead of just a few inches long. By the press of the trigger completing the welding circuit, the operator activates the mechanism that feeds the electrode to the arc (Fig. 5-6). He uses a gun instead of an electrode holder, but it is similarly light in weight and easy to maneuver. The only other major difference is that the weld metal of the electrode surrounds the shielding and fluxing chemicals, rather than being surrounded by them.

Full-automatic welding with self-shielded flux-cored electrodes is one step further in mechanization — the removal of direct manual manipulation in the utilization of the open-arc process.



Fig. 5-6. The operator activates electrode feed with trigger, completing the welding circuit. With the trigger, the electrode can reach into areas that are inaccessible to the activity of manual metal-arc welding.

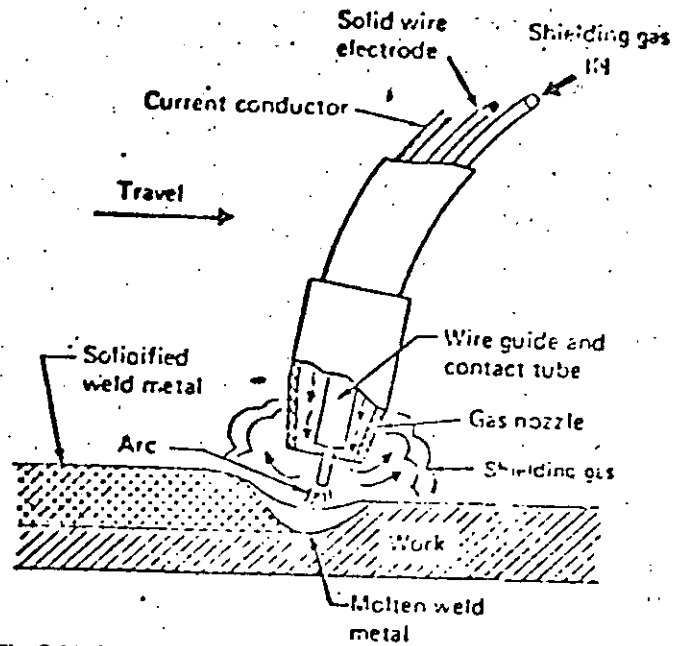


Fig. S-13. Principle of the gas metal arc process. Continuous solid-wire electrode is fed to the gas shielded arc.



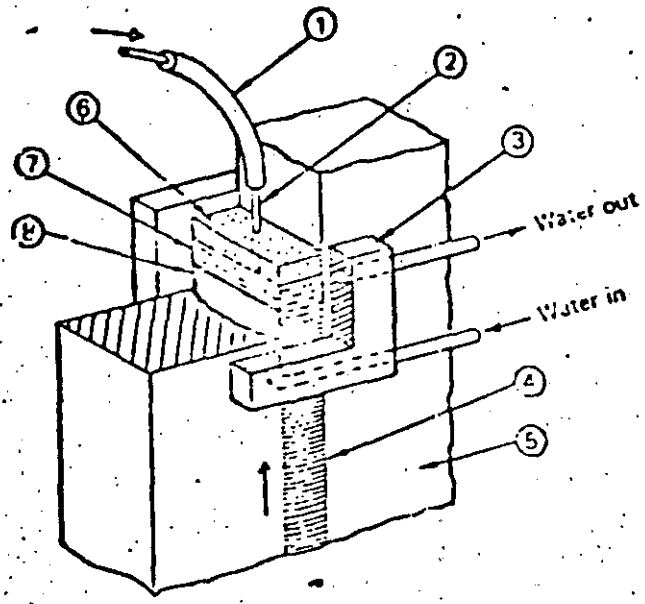
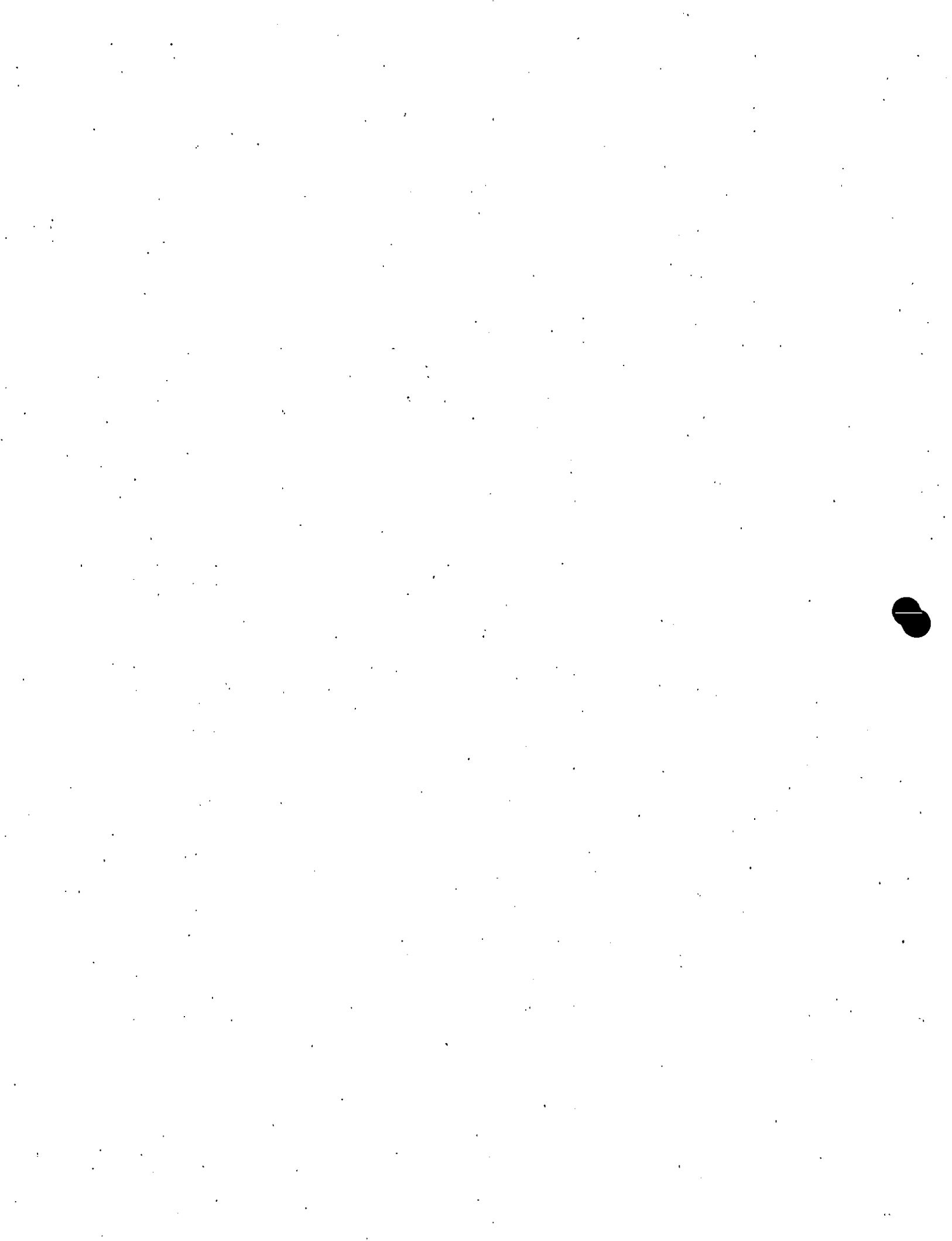


Fig. 5-21. Schematic sketch of electroslag welding (1) electrode guide tube, (2) electrode, (3) water-cooled copper shoes, (4) finished weld, (5) base metal, (6) molten slag, (7) molten weld metal, (8) solidified weld metal.



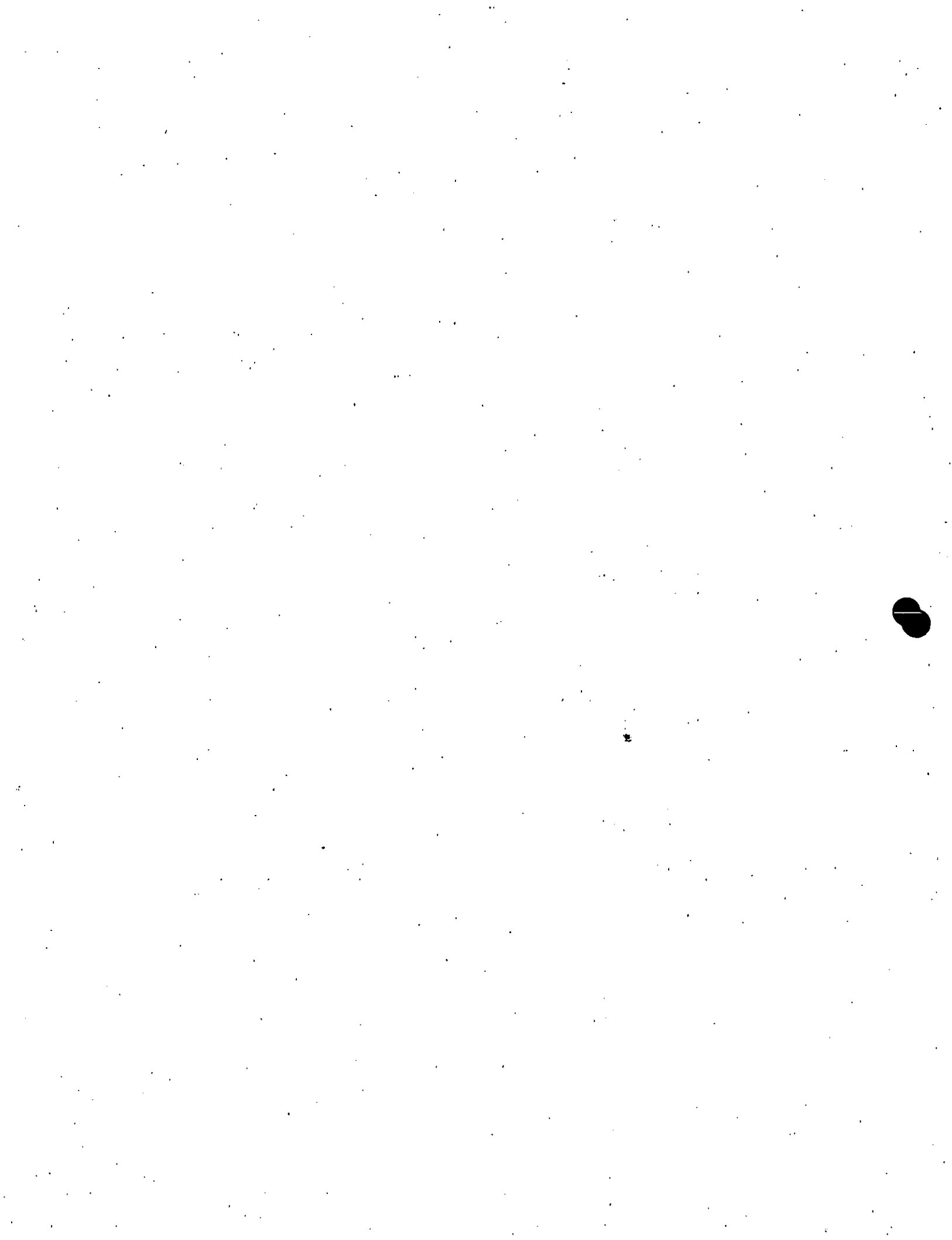
II.- Tipos de Juntas .-

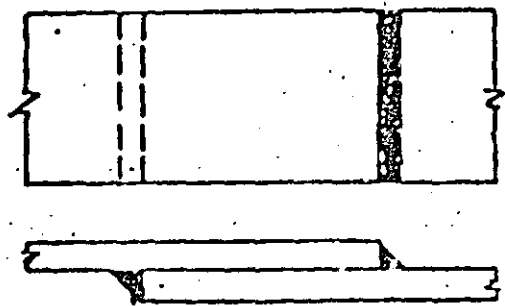
- a) A tope
- b) Traslapada
- c) ~~Entre~~ T
- d) De esquina
- e) De borde.



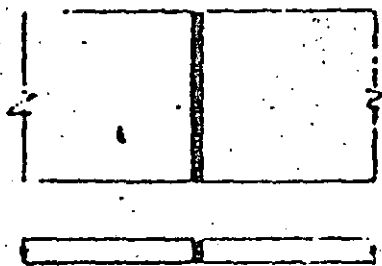
III.- Tipos de soldaduras

- a) Soldadura de filete.
- b) Soldadura de penetración.
 - b 1) Penetración completa.
 - b 2) Penetración incompleta.
- c) Soldadura de tapón.
- d) Soldadura de ranura.

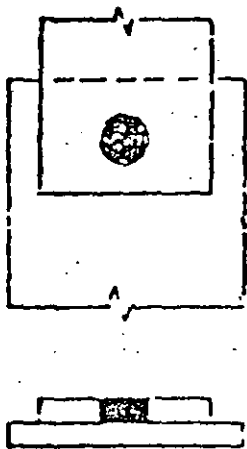




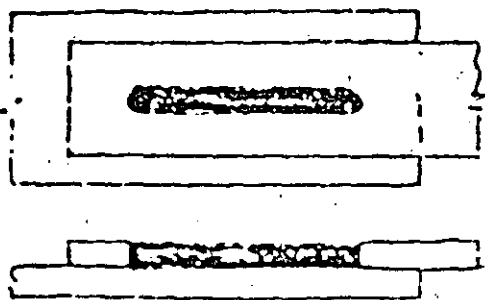
SOLDADURA DE FILETE



SOLDADURA DE PENETRACION

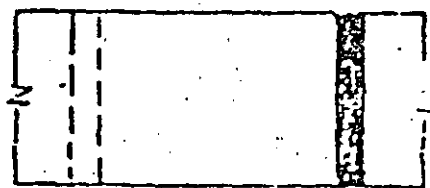


SOLDADURA DE TAPON



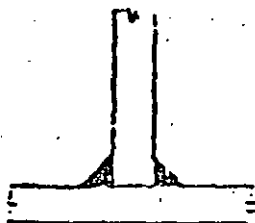
a1. SOLDADURAS DE FILETE

a. JUNTAS A TOPE



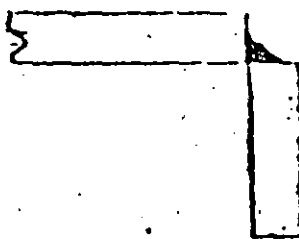
b1. SOLDADURAS DE FILETE

b. JUNTAS TRASLAPADAS



c1. SOLDADURAS DE FILETE

c. JUNTAS EN TE



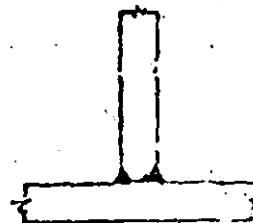
d1. SOLDADURA DE FILETE



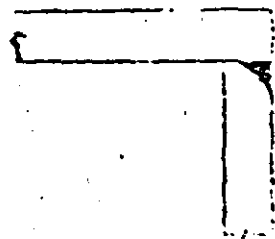
a2. SOLDADURAS DE PENETRACION



b2. SOLDADURAS DE TAPON



c2. SOLDADURAS DE PENETRACION



d2. SOLDADURA DE PENETRACION

IV.- Posiciones de las soldaduras

- a) Plana
- b) Horizontal
- c) Vertical
- d) Sobre cabeza.



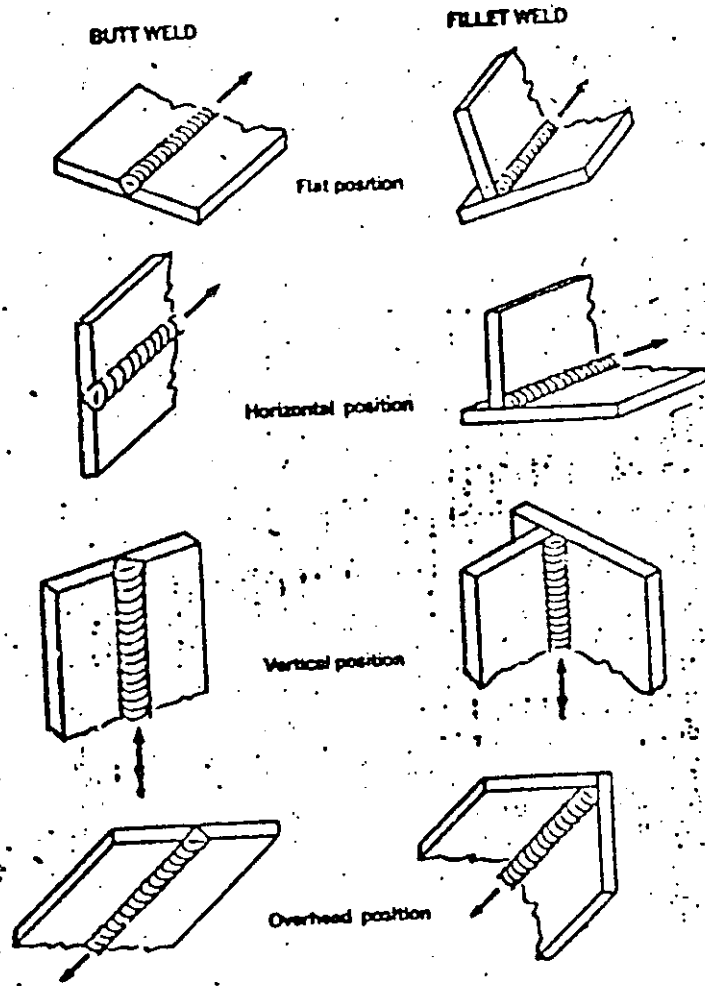
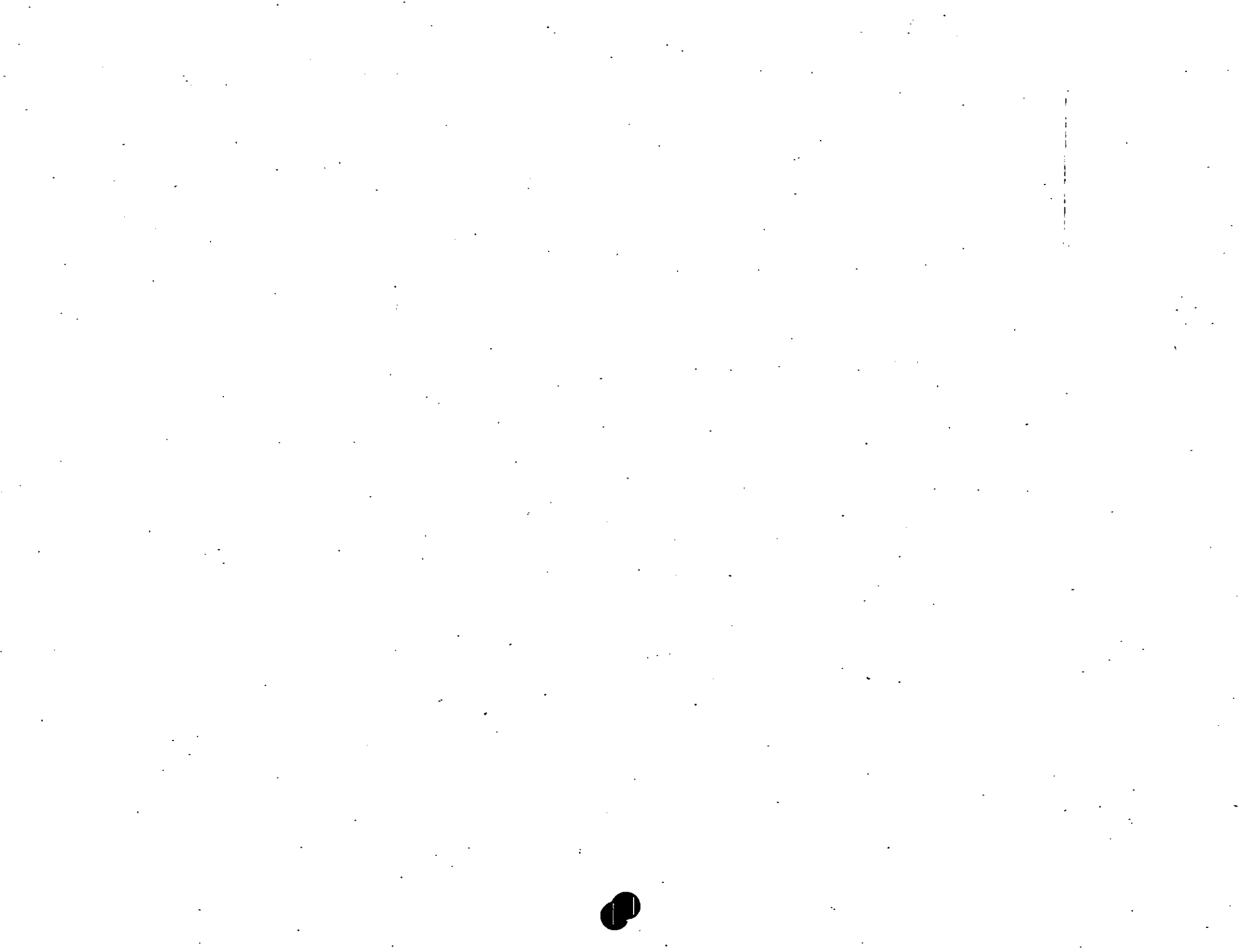


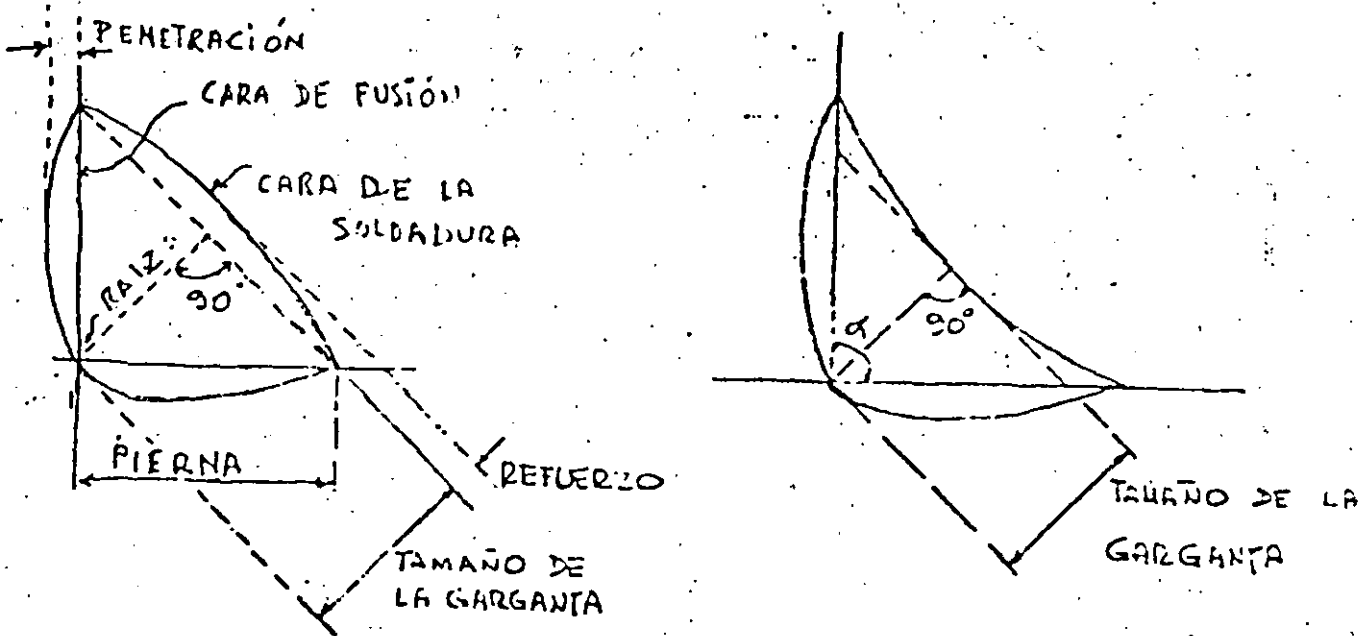
Fig. 14.11. Positions of welding for fillet and butt welds. (Courtesy of American Welding Society.)



21/10/1962

INSTITUTO TECNOLÓGICO DE AERONÁUTICA

LABORATORIO DE SOLDADURA



SOLDADURAS DE FILETE ($60^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$)

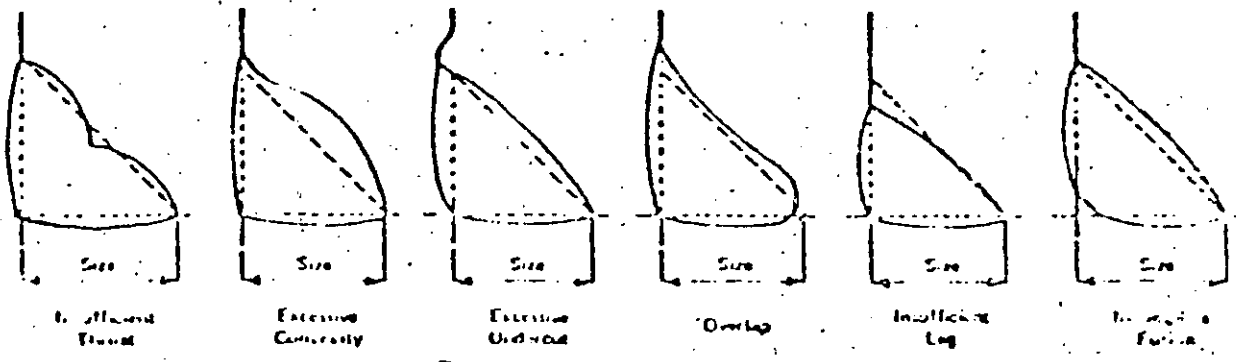
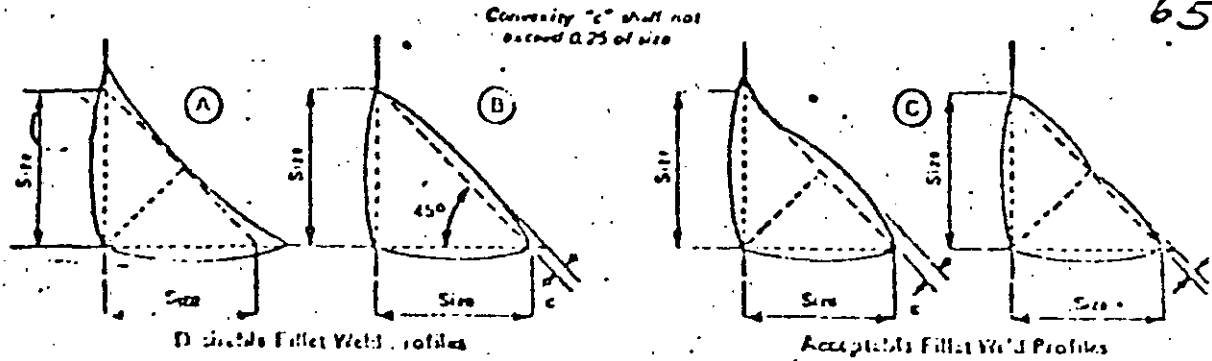


V. SOLDADURAS DE FILETE

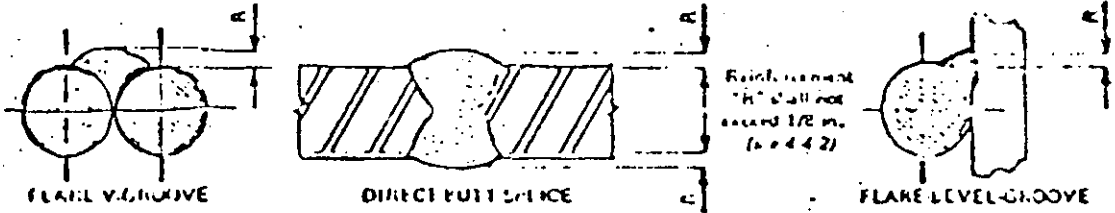
- a) secciones transversales
- a¹) características
- a²) secciones aceptables
- a³) secciones inaceptables
- b) defectos
- c) tamaño mínimo de filetes
- d) tamaño máximo de soldaduras de filete
- e) longitud de soldaduras de filete
- f) juntas traslapadas
- g) retorno en extremos de filetes
- h) filetes en agujeros y ranuras
- i) resistencia de soldaduras de filete



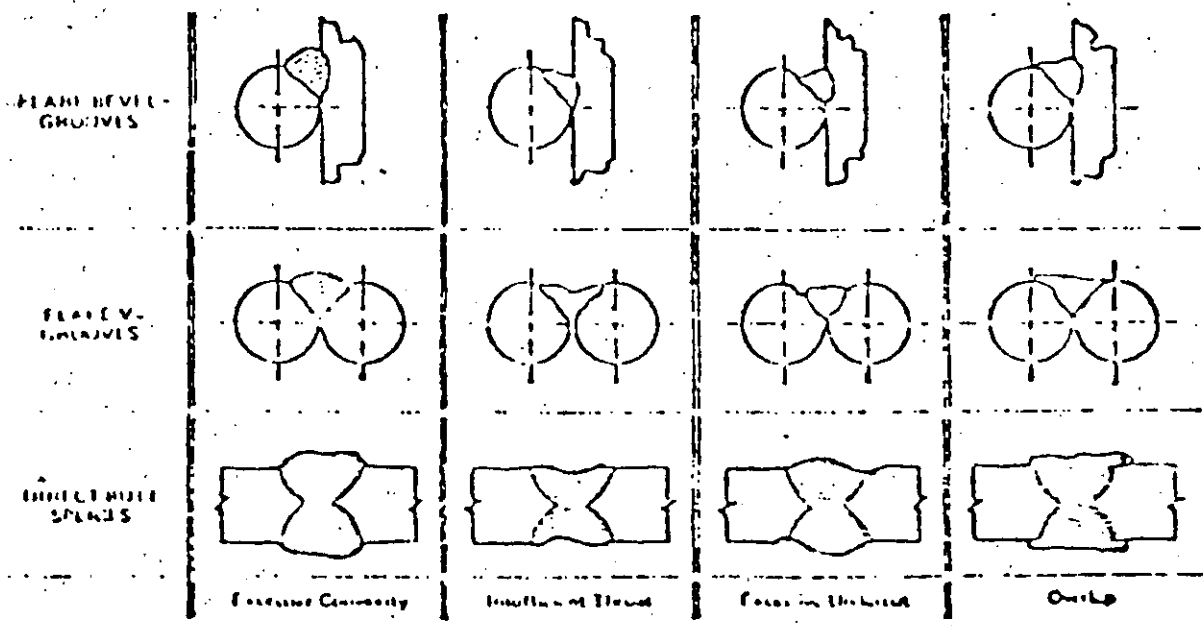
65²



(D) Unacceptable Fillet Weld Profiles



(E) Acceptable Groove Weld Profiles



(F) Unacceptable Groove Weld Profiles

Fig. 8.4 - Acceptable and Unacceptable weld profiles

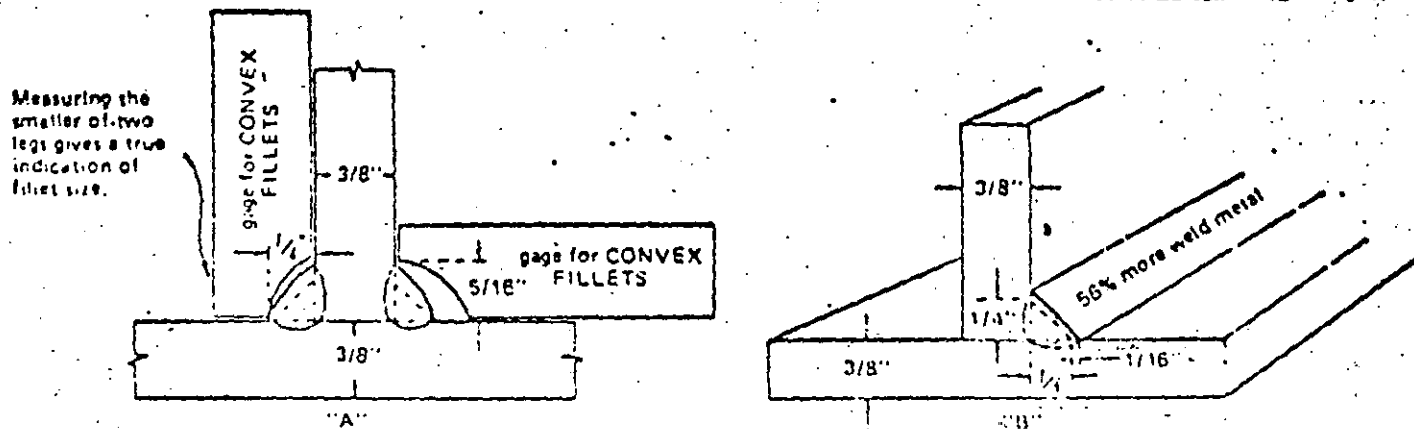
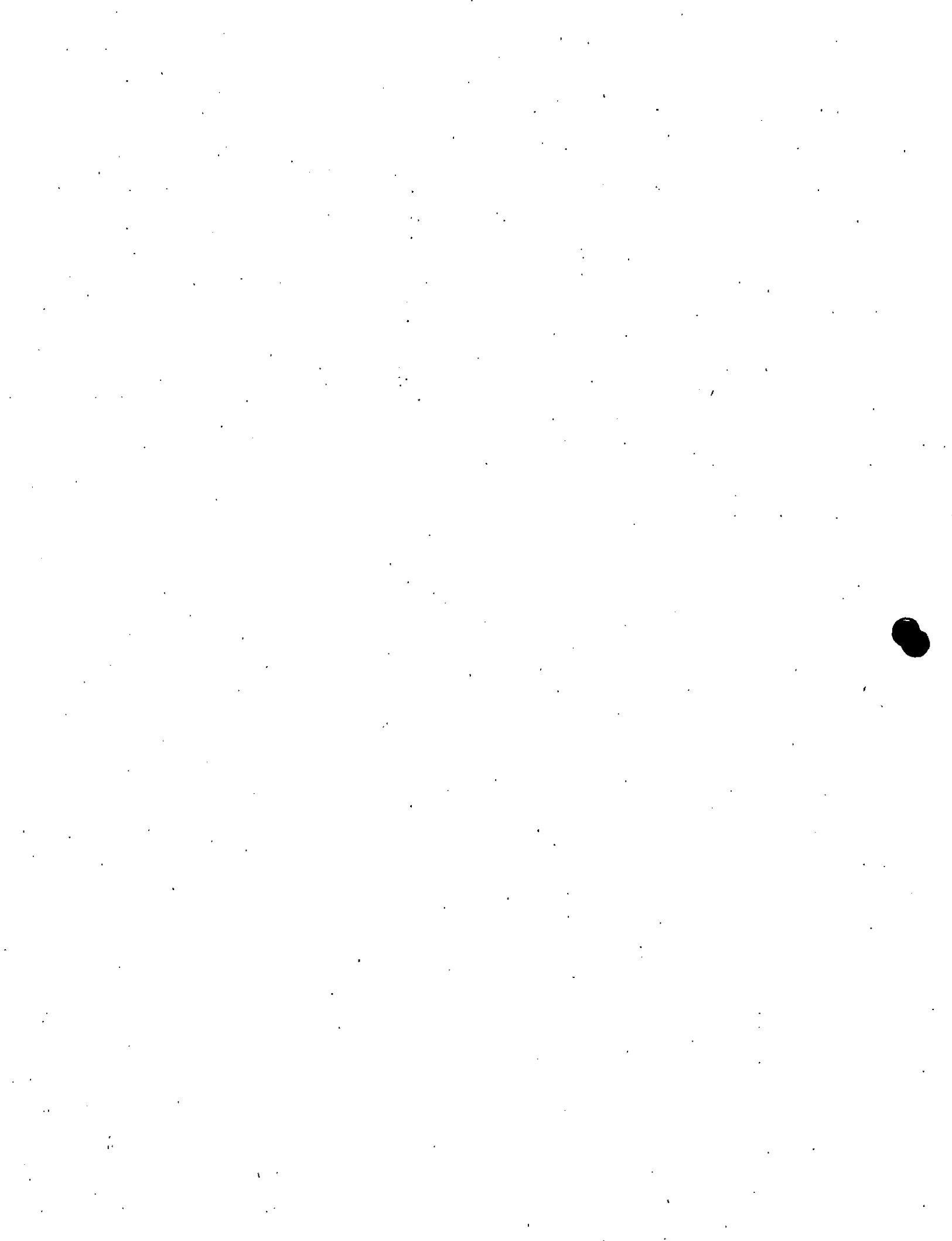
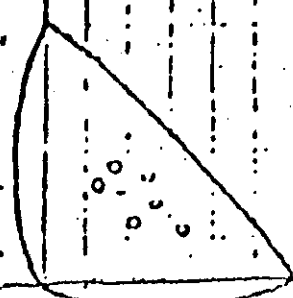
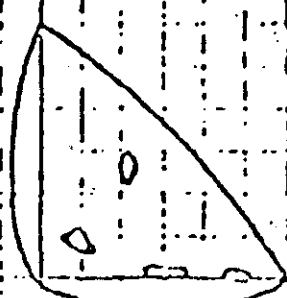


Fig. 11-12. Underwelding is a violation of specifications and cannot be tolerated, whereas overwelding is costly and serves no useful purpose. If 5/16-in. fillet welds were specified in "A", these welds would be undersize. If 1/4-in. fillet welds were specified, these welds would be overwelded. If 1/16-in. were added to both legs, as in "B", the weld volume would increase 56% and increase the cost of welding.





POROSIDAD



INCLUSIONES DE ESCORIA



FUSIÓN INCOMPLETA



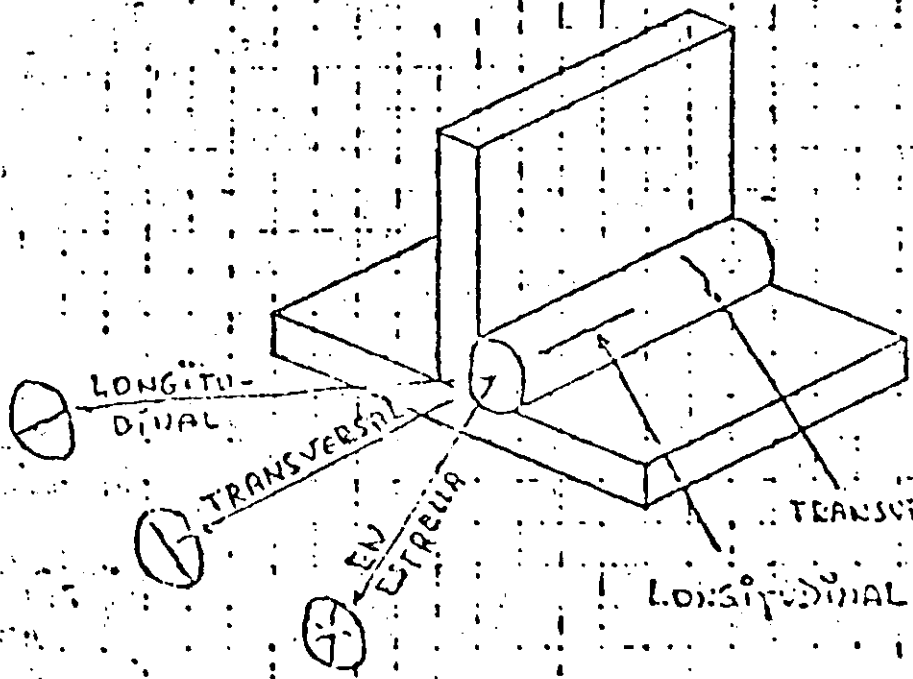
FALTA DE PENETRACIÓN



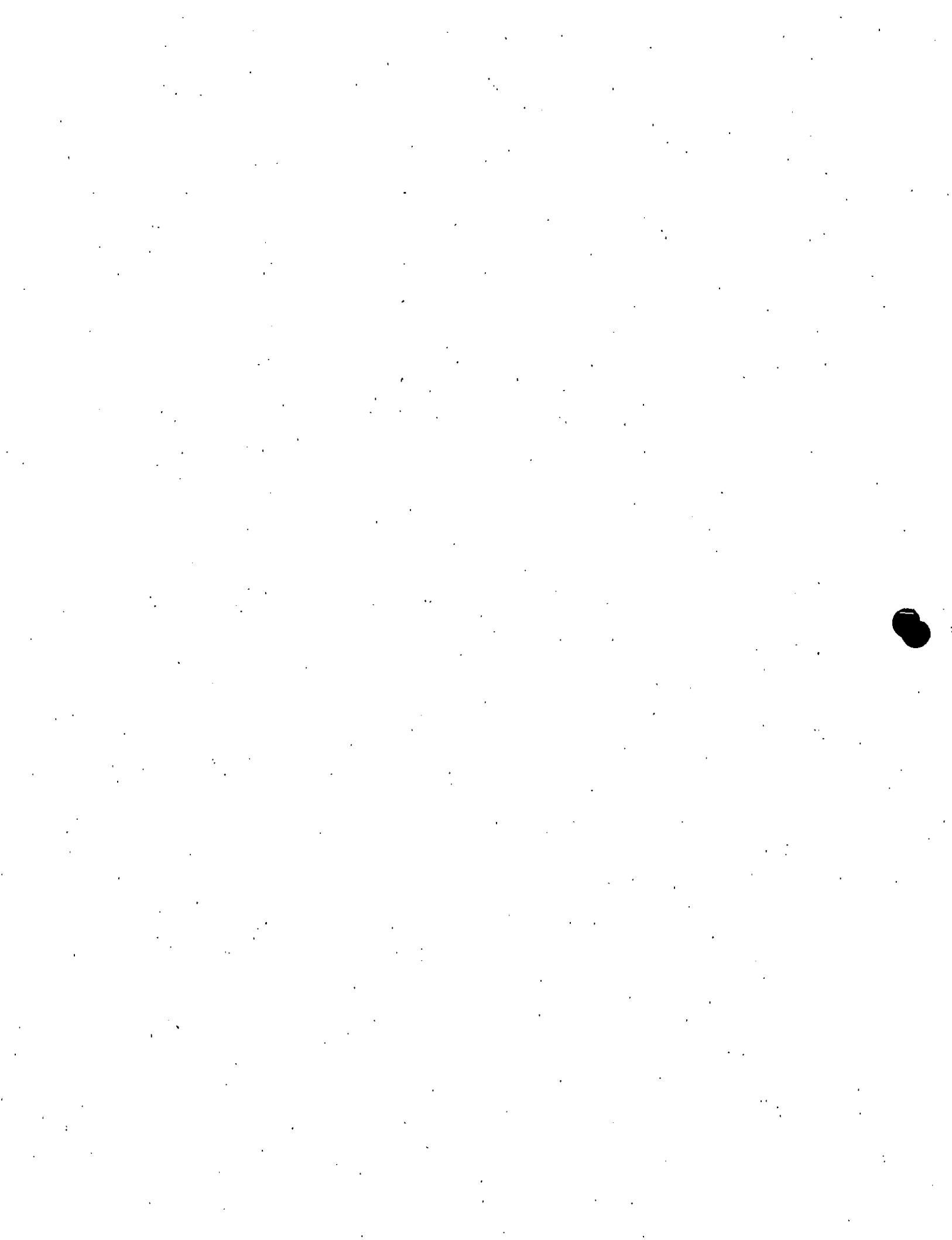
GRETA LONGITUDINAL

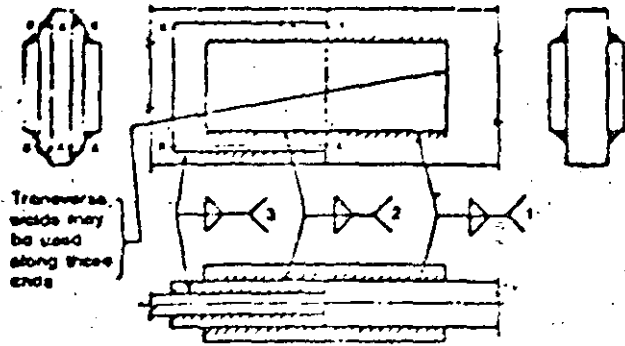


GRETA EN EL METAL BASE



GRETAS DE CONTRACCIÓN





Effective area of weld 2 shall equal that of weld 1. The length of weld 2 shall be sufficient to avoid overstressing the fillet in shear along planes A-A.

Effective area of weld 3 shall at least equal that of weld 1 and there shall be no overstress of the ends of weld 3 resulting from the eccentricity of the forces acting on the flange.

Fig. 2.4.3—Fillers 1/4 in. or thicker.

Part C Details of Welded Joints

2.6 Joint Qualification

2.6.1 Joints meeting the following requirements are designated as prequalified:

(1) Conformance with the details specified in 2.7 through 2.14 and 10.13.

(2) Use of one of the following welding processes in accordance with the requirements of Sections 3, 4, and 10 as applicable: shielded metal arc, submerged arc, gas metal arc (except short circuiting transfer) or flux cored arc welding.

Joints meeting these requirements may be used without performing the joint welding procedure qualification tests prescribed in 5.2.

2.6.1.1 The joint welding procedure for all joints welded by short circuiting transfer gas metal arc welding (see Appendix D) shall be qualified by tests prescribed in 5.2.

2.6.2 Joint details may depart from the details prescribed in 2.9 through 2.14 and in 10.13 only if the contractor submits to the Engineer his proposed joints and joint welding procedures and at his own expense demonstrates their adequacy in accordance with the requirements of 5.2 of this code and their conformance with applicable provisions of Sections 3 and 4.

2.7 Details of Fillet Welds

2.7.1 The details of fillet welds made by shielded metal arc, submerged arc, gas metal arc or flux cored arc welding to be used without joint welding procedure qualification are listed in 2.7.1.1 through 2.7.1.5 and detailed in Figs. 2.7.1 and 10.13.1.3.

2.7.1.1 The minimum fillet weld size, except for fillet welds used to reinforce groove welds, shall be as shown in the following table:

Table 2.7—Minimum fillet weld size

Base Metal Thickness of Thicker Part Joined (T)		Minimum Size of Fillet Weld*	
in.	mm	in.	mm
$T \leq 1/4$	$T \leq 6.4$	1/8**	3
$1/4 < T \leq 1/2$	$6.4 < T \leq 12.7$	3/16	5
$1/2 < T \leq 3/4$	$12.7 < T \leq 19.0$	1/4	6
$3/4 < T$	$19.0 < T$	5/16	8

*Except that the weld size need not exceed the thickness of the thinner part joined. For this exception particular care should be taken to provide sufficient preheat to ensure weld soundness.

**Minimum size for bridge application 3/16 in.

2.7.1.2 The maximum fillet weld size permitted along edges of material shall be:

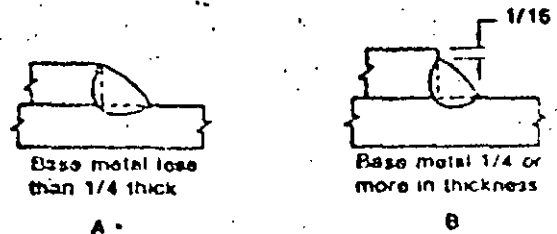
(1) The thickness of the base metal, for metal less than 1/4 in. (6.4 mm) thick (see Fig. 2.7.1, detail A).

(2) 1/16 in. (1.6 mm) less than the thickness of base metal, for metal 1/4 in. (6.4 mm) or more in thickness (see Fig. 2.7.1, detail B), unless the weld is designated on the drawing to be built out to obtain full throat thickness.

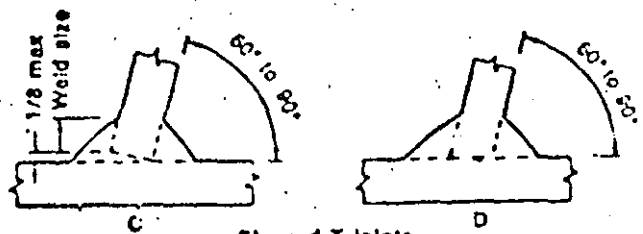
2.7.1.3 Fillet welds in holes, or slots in lap joints, may be used to transfer shear or to prevent buckling or separation of lapped parts. These fillet welds may overlap, subject to the provisions of 2.3.2.2. Fillet welds in holes or slots are not to be considered as plug or slot welds.

2.7.1.4 Fillet welds may be used in skew joints that have an included angle of not less than 60 degrees. (See Fig. 2.7.1, details C and D).

2.7.1.5 The minimum length of an intermittent fillet weld shall be 1-1/2 in. (38.1 mm).



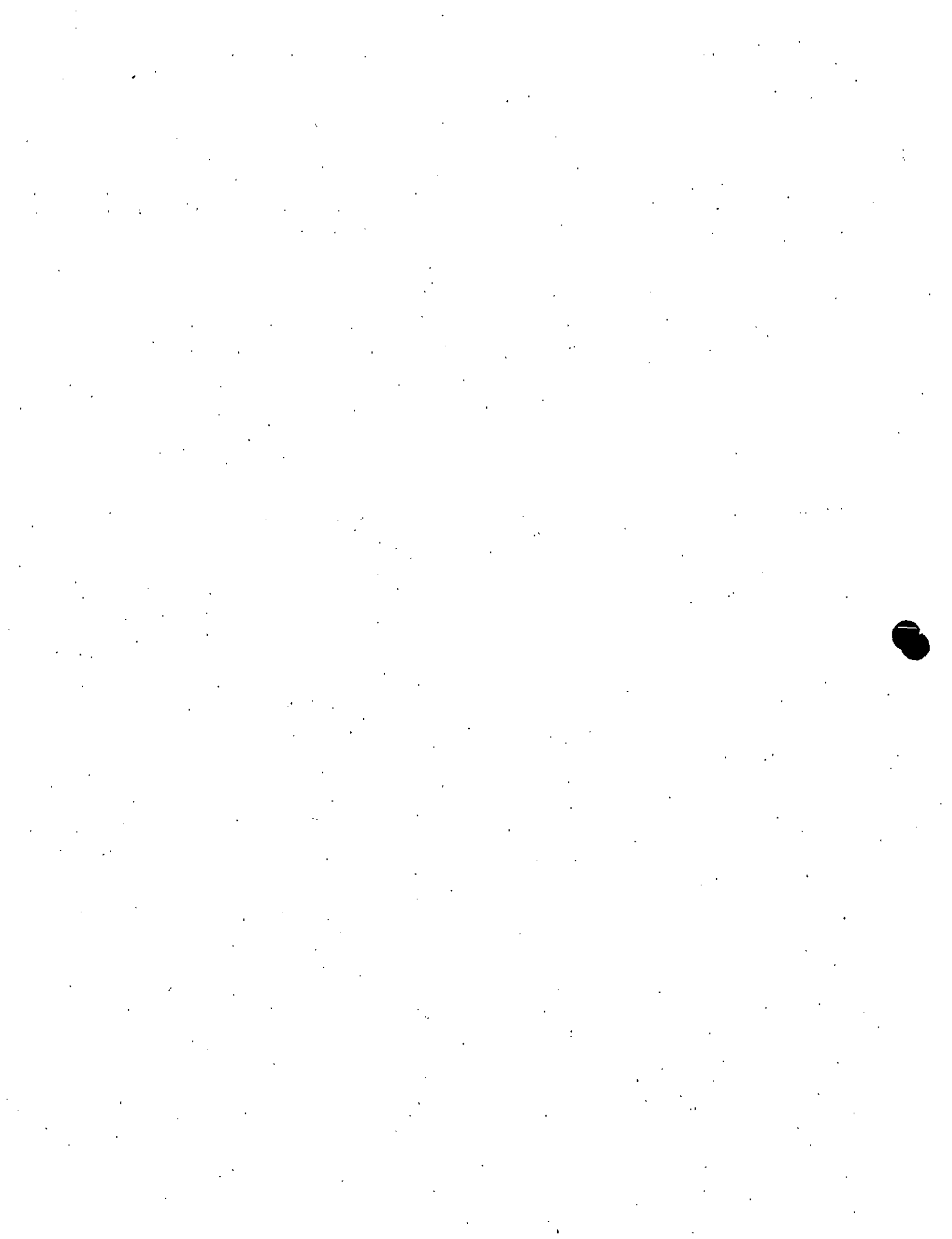
Maximum size of fillet weld along edges



Skewed T-joints

All dimensions in inches

Fig. 2.7.1—Details for fillet welds.

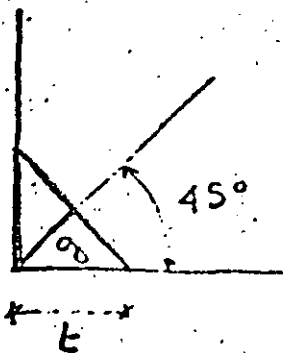


Resistencia de soldaduras de filete:

016

Fillet Welds		
Shear on effective area v	0.30 X nominal tensile strength of weld metal (ksi), except shear stress on base metal shall not exceed 0.40 X yield stress of base metal	Weld metal with a strength level equal to or less than "matching" weld metal may be used.
Tension or compression parallel to axis of weld*	Same as base metal	

AISC



$$g = t \cos 45^\circ = \text{garganta efectiva}$$

$$P_{ad} = v \cdot 1 \cdot g$$

$$P_{ad} = 0.707 t v$$

$$\text{Resistencia} = P_{ad} \cdot L$$

L = longitud incluyendo retornos

En soldaduras de arco sumergido se puede considerar como garganta efectiva el tamaño, para soldaduras menos de $\frac{3}{8}$ ". Para soldaduras de más de $\frac{3}{8}$ " puede usar la garganta teórica + 0.11".



VI.- Soldaduras de penetración

- a) Características generales.
- b) Secciones aceptables e inaceptables.
- c) Precalificación
- d) Soldaduras de penetración completa .
- e) Soldaduras de penetración incompleta.
- f) Tamaño mínimo en soldaduras de penetración parcial.
- g) Resistencia de soldaduras de penetración.



FIGURE 1

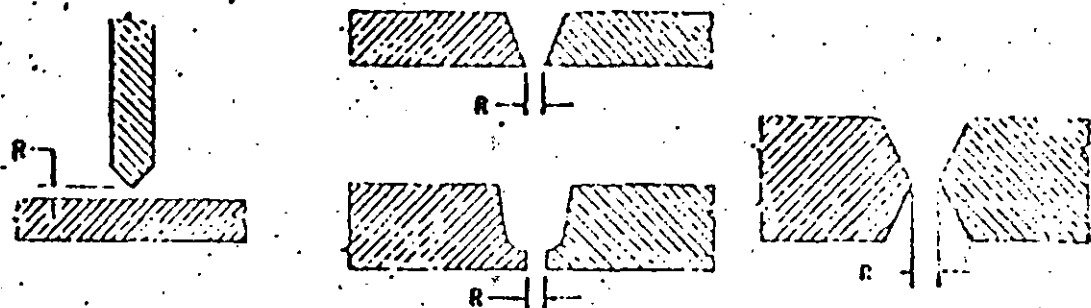


FIGURE 2

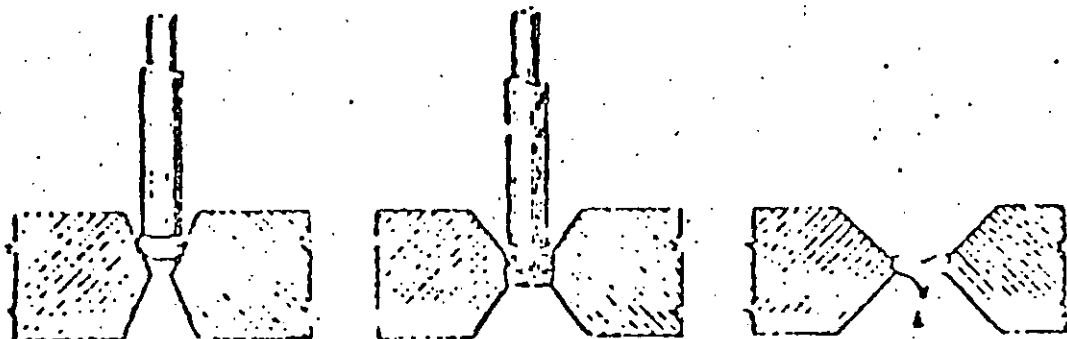
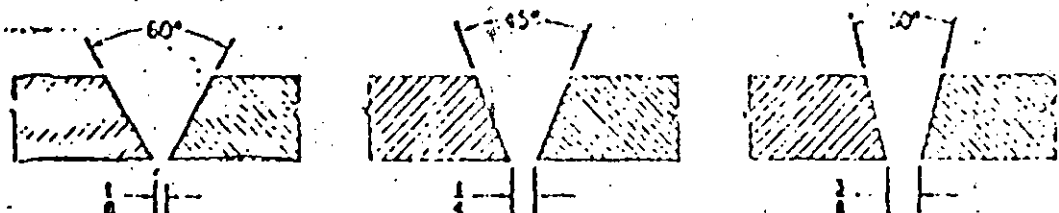


FIGURE 3

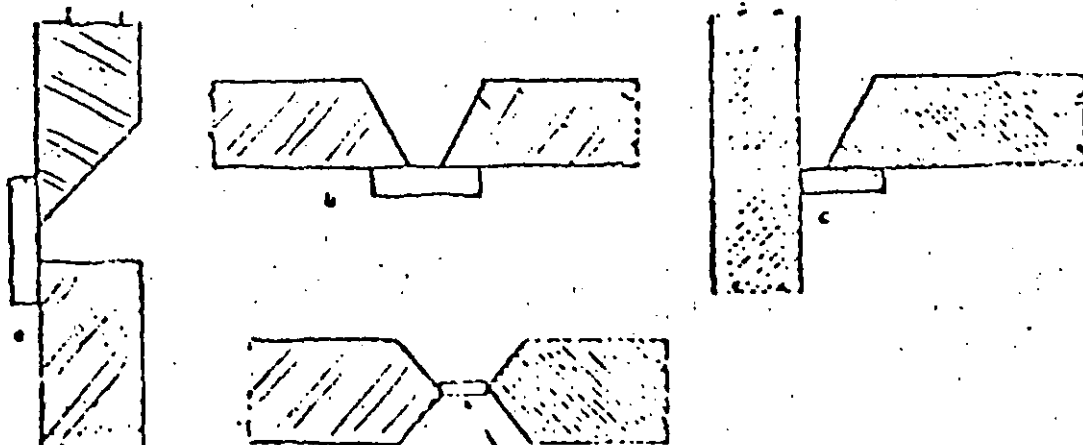

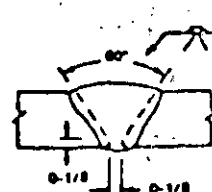
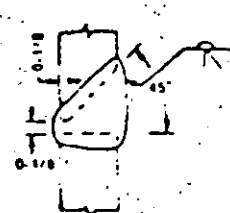

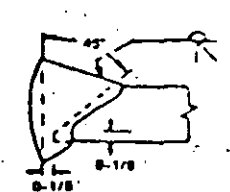

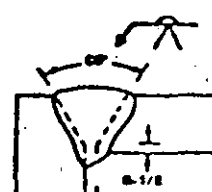
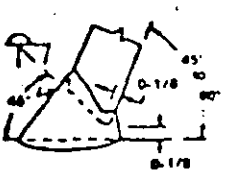
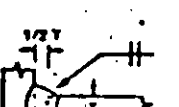


FIGURE 4

*Space to Permit Run Through, This Will Be
 Completed before Working Second Side



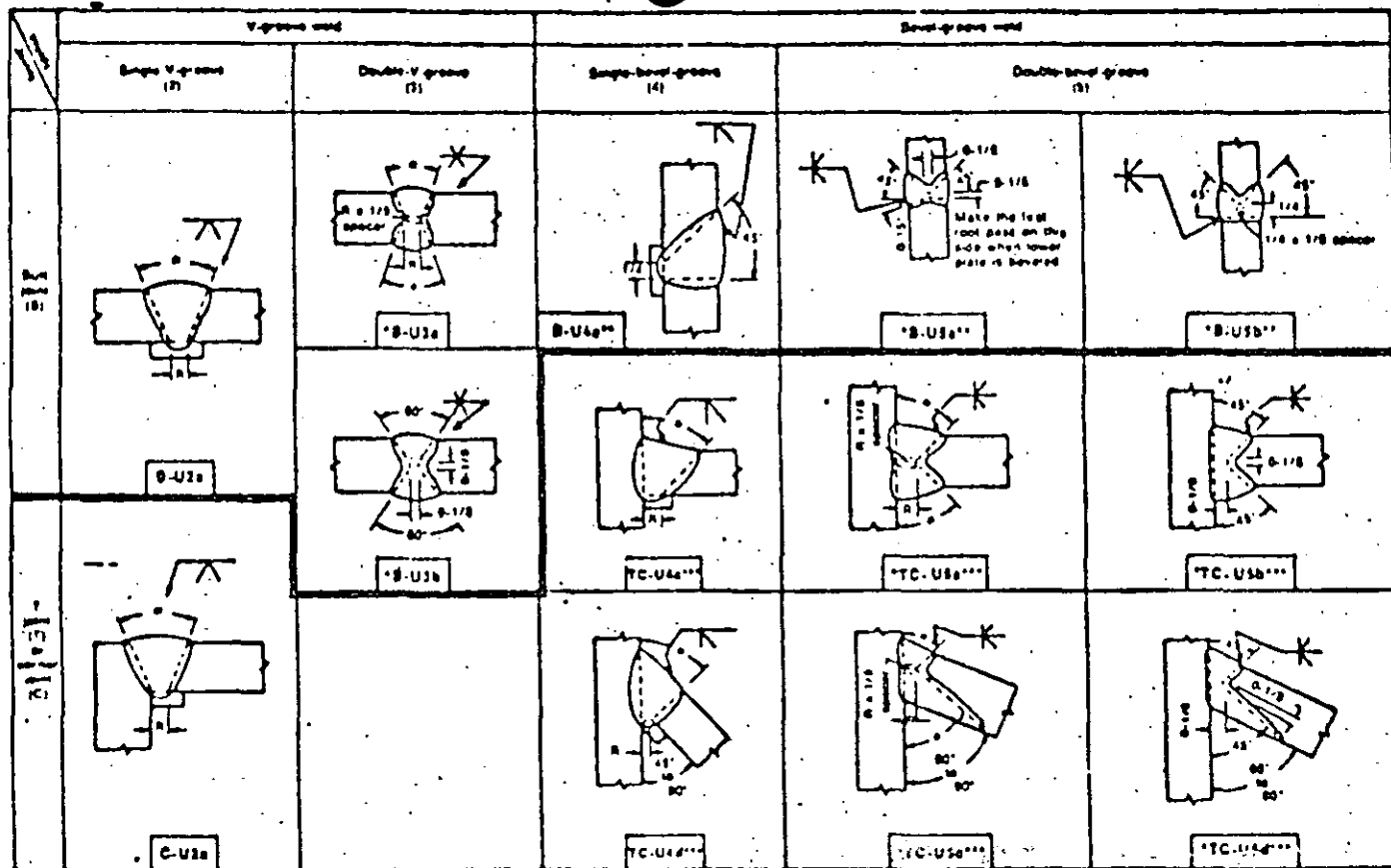
Details of Welded Joints¹⁾

Weld Joint	Square-groove weld (1)	Single-V-groove weld (2)	Single-bevel-groove weld (3)
B/L	 <p>B-L1a</p>	 <p>B-U2</p>	 <p>B-U4*</p>
	 <p>B-L1b</p>		 <p>TC-U4**</p>
-TC-L/U	 <p>C-L1a</p>	 <p>C-U2</p>	 <p>TC-U4b**</p>
	 <p>TC-L1b</p>		

All dimensions in inches.

1. Gauge the roots of joints without backing before welding the other side (sec 4.10.8).
 2. Sec 2.9.2 for allowable variation of dimensions and 3.3.4 for workmanship tolerances.
 3. If fillet welds are used in buildings to reinforce groove welds in T and corner joints, they shall be equal to T/4 but need not exceed 3/8 in. Groove welds in T and corner joints of bridges shall be reinforced with fillet welds equal to T/4 but not more than 3/8 in. T is the thickness of the groove weld.
- *Bridge application limits the use of these joints to the horizontal position (sec 9.12.1.5).
- **For corner joints, the outside groove preparation may be in either or both members, provided the basic groove configuration is not changed and adequate edge distance is maintained to support the welding operation without excessive edge melting.

Fig. 2.9.1—Complete joint penetration prequalified shielded metal arc welded joints—base metal of limited thickness (L) and unlimited thickness (U).



Limitations for joints
B-U2a, B-U3a and C-U2a

a	R	Permitted welding positions
45°	1/4	All positions
30°	3/8	Flat and overhead only
20°	1/2	Flat and overhead only

Limitations for joints
TC-U4c, TC-U4d, TC-U5a and TC-U5c

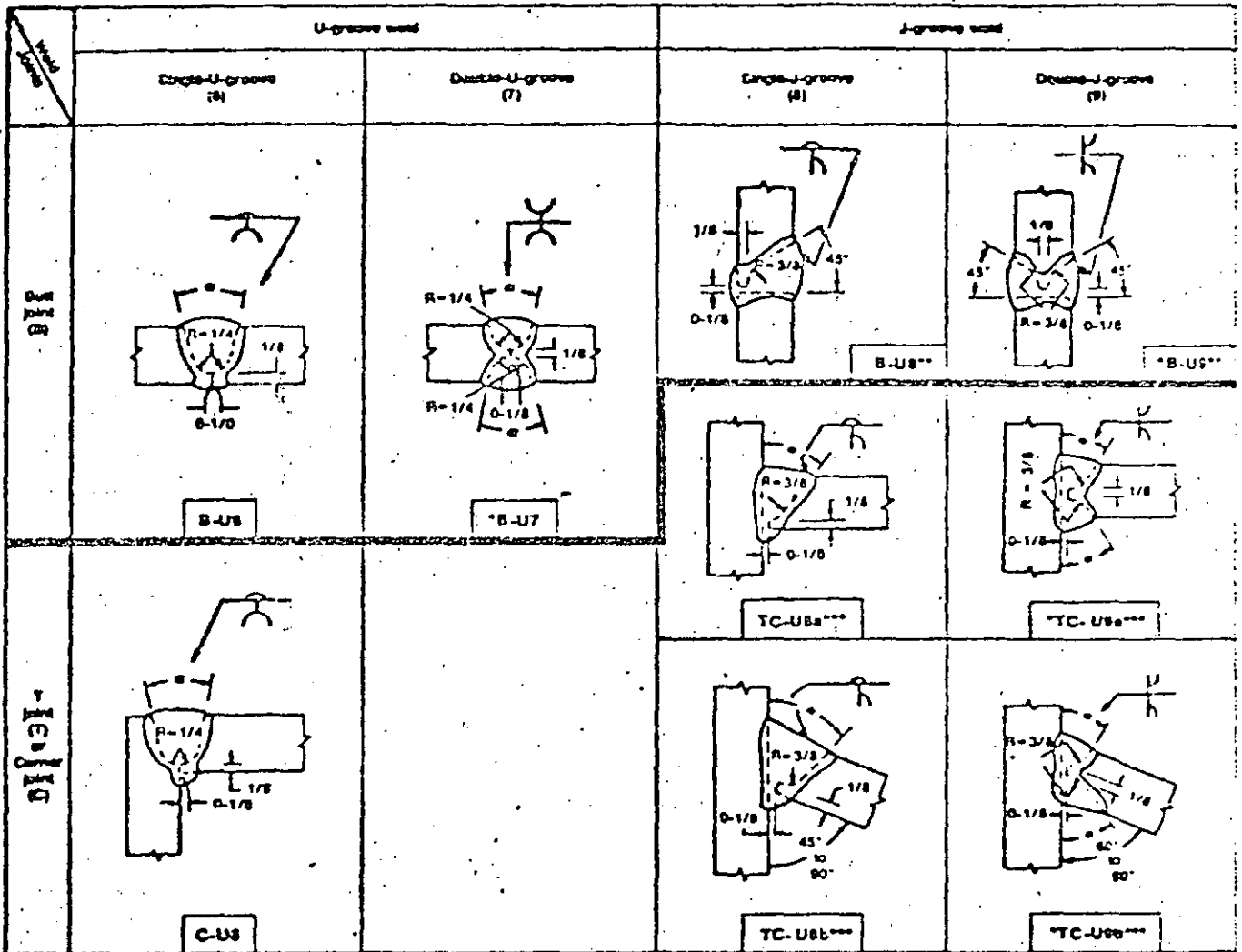
a	R	Permitted welding positions
45°	1/4	All positions
30°	3/8	Flat and overhead only

All dimensions in inches.

1. Gouge roots of joints without backing before welding other side (see 4.10.8).
2. See 2.9.2 for allowable variation of dimensions and 3.3.4 for workmanship tolerances.
3. If fillet welds are used in buildings to reinforce groove welds in T and corner joints, they shall be equal to T/4 but need not exceed 3/8 in. Groove welds in T and corner joints of bridges shall be reinforced with fillet welds equal to T/4 but not more than 3/8 in. T is the thickness of the groove weld.

- *The use of these welds shall preferably be limited to base metal thickness of 3/8 in. or larger.
- **Bridge application limits the use of these joints to the horizontal position (see 9.12.1.3).
- ***For corner joints, the outside groove preparation may be in either or both members, provided the basic groove configuration is not changed and adequate edge distance is maintained to support the welding operations without excessive edge melting.

Fig. 2.9.1 cont.—Complete joint penetration prequalified shielded metal arc welded joints—base metal of unlimited thickness (U).



Limitations for joints B-U6, B-U7 and C-U6

α	Permitted welding positions
45°	All positions
20°	Flat and overhead only

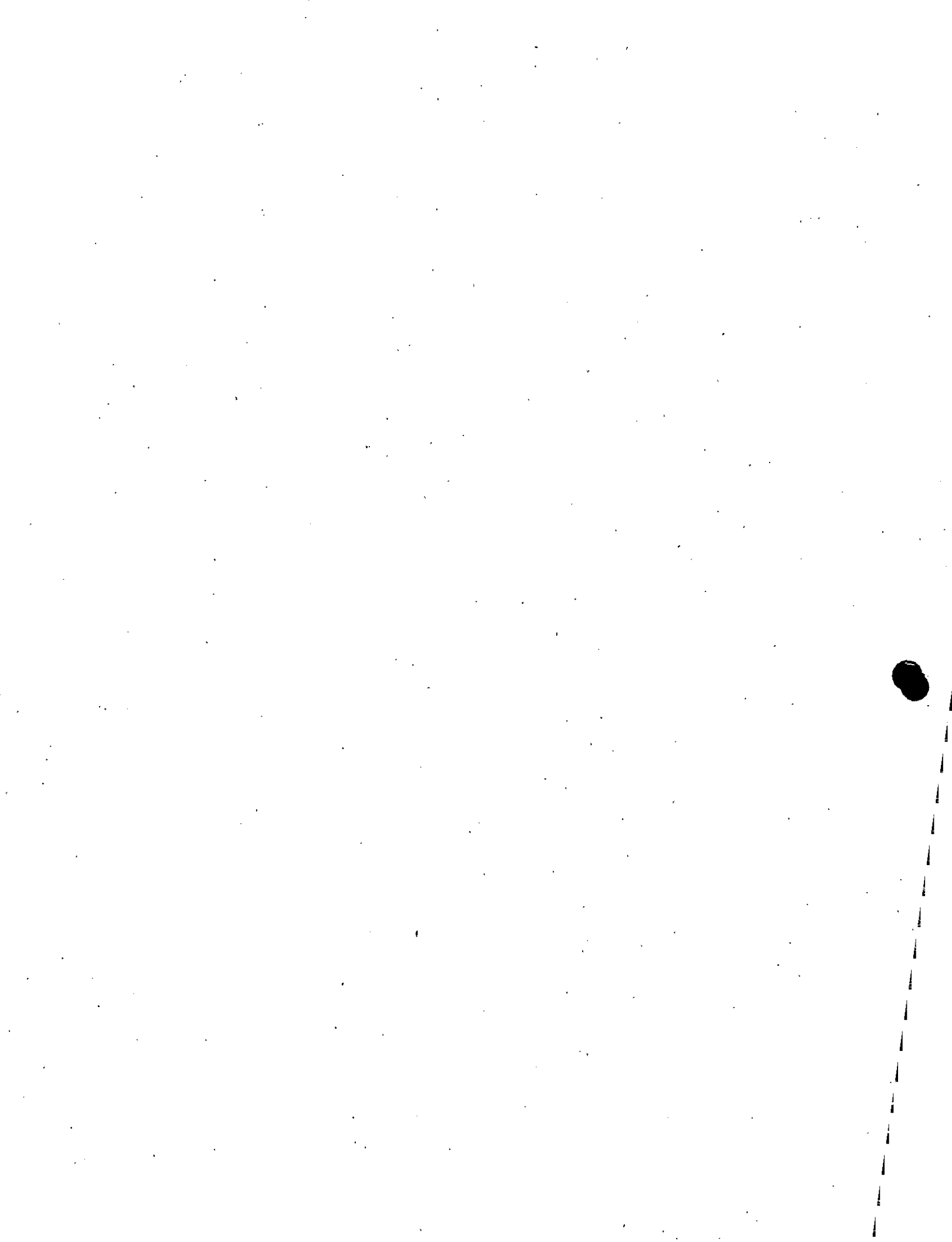
Limitations for joints TC-U8a, TC-U8b, TC-U9a and TC-U9b

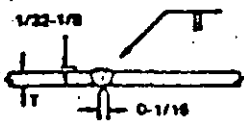
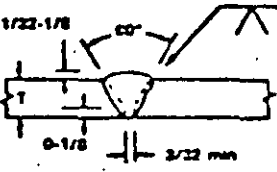
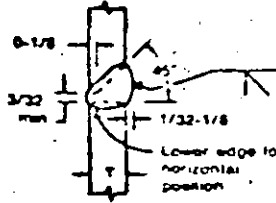
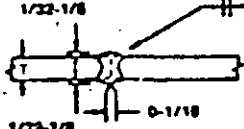
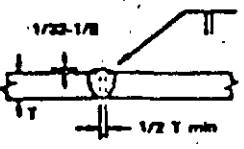
α	Permitted welding positions
45°	All positions
30°	Flat and overhead only

All dimensions in inches.

- Gouge roots of joints without backing before welding other side (See 4.10.8).
 - See 2.9.2 for allowable variation of dimensions and 3.3.4 for workmanship tolerances.
 - If fillet welds are used in buildings to reinforce groove welds in T and corner joints, they shall be equal to $T/4$ but need not exceed $3/4$ in. Groove welds in T and corner joints of bridges shall be reinforced with fillet welds equal to $T/4$ but not more than $3/8$ in. T is the thickness of the groove weld.
- **The use of these welds shall preferably be limited to base metal thickness of $5/8$ in. or larger.
 ** Bridge application limits the use of these joints to the horizontal position (see 9.12.1.5).
 ***For corner joints, the outside groove preparation may be in either or both members, provided the basic groove configuration is not changed and adequate edge distance is maintained to support the welding operations without excessive edge melting.

Fig. 2.9.1 cont.—Complete joint penetration prequalified shielded metal arc welded joints—base metal of unlimited thickness (U).

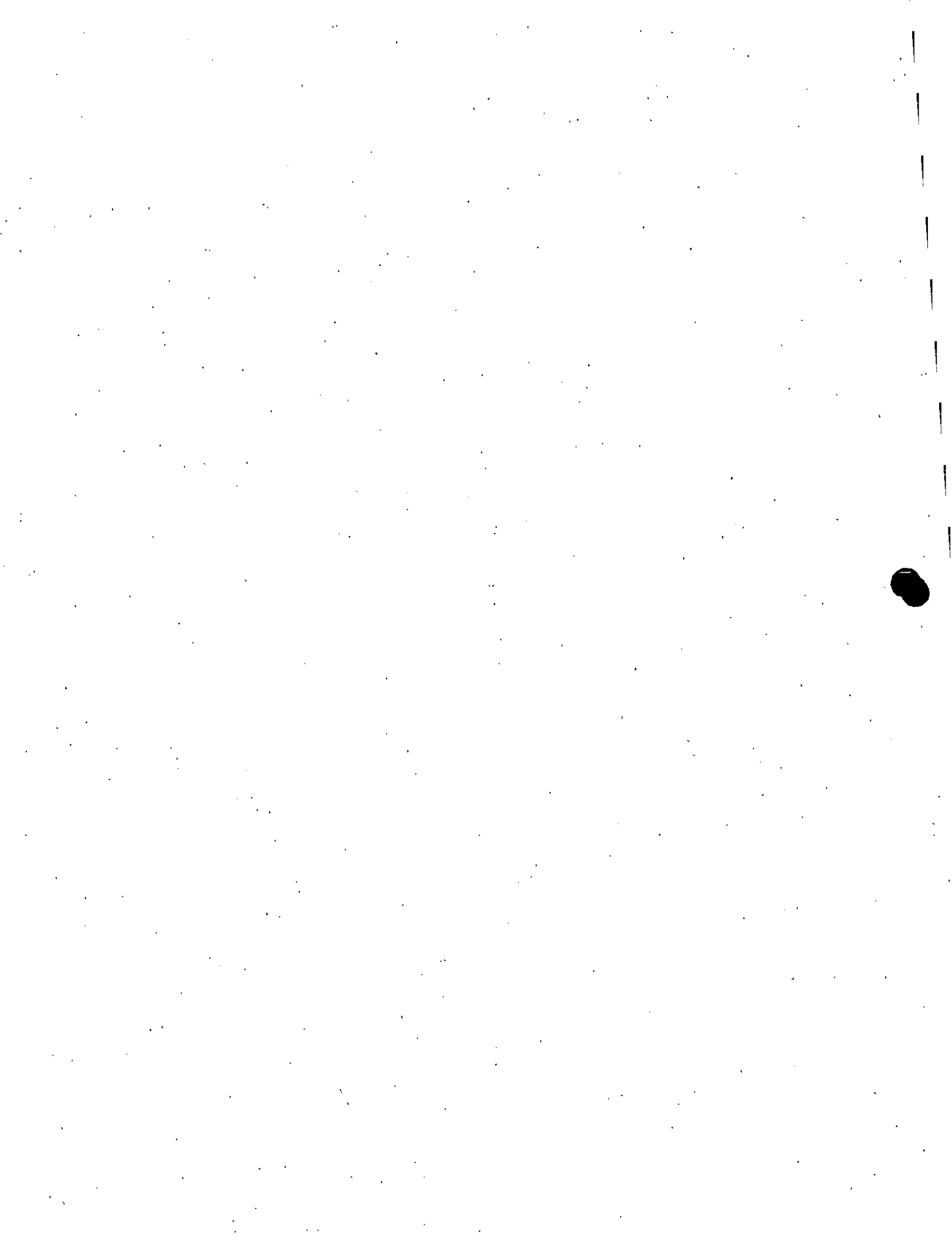


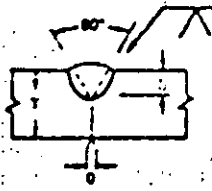
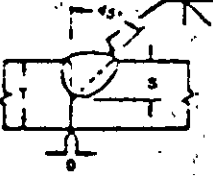
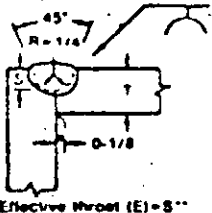
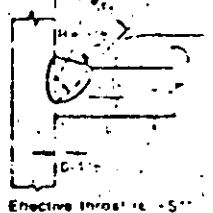
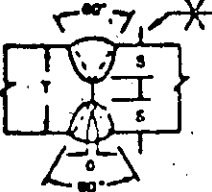
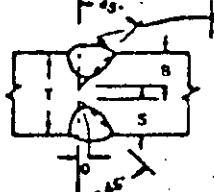
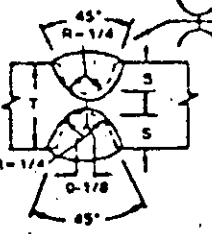
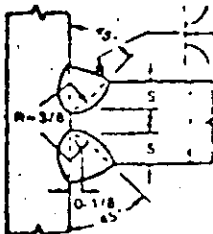
Weld Joint	Square-groove weld (1)	Single-V-groove weld (2)	Single-bevel-groove weld (4)
	 <p>Effective throat (E)=T max T=1/8</p> <p>B-P1c*</p>	 <p>Effective throat (E)=T max T=1/2</p> <p>B-P2*</p>	 <p>Effective throat (E)=T max T=1/2</p> <p>B-P6*</p>
Butt joint (B) T 1/2	<p>Root bead not be chipped before welding second side</p>  <p>Effective throat (E)=T max T=1/4</p> <p>B-P1b</p>		
	 <p>Effective throat (E)=3/4 T max T=1/4</p> <p>B-P1c*</p>		

All dimensions in inches.

1. See 2.10.2 for allowable variation of dimensions and 3.3.4 for workmanship tolerances.
*Joints welded from one side.

Fig. 2.10.1—Partial joint penetration (P) prequalified shielded metal arc welded joints.



Welded Joint		V-groove weld	Bowl-groove weld	U-groove weld	J-groove weld
		Single V-groove weld (2)	Single bowl-groove weld (4)	Single U-groove weld (6)	Single J-groove weld (8)
Butt (B) T (T) or corner (C) joint	Minimum root face of joint shall be 1/8 in.	 <p>Effective throat (E) = S**</p> <p>BC-P2*</p>	 <p>Effective throat (E) = S - 1/8**</p> <p>***BTC-P4*</p>	 <p>Effective throat (E) = S**</p> <p>BC-P6*</p>	 <p>Effective throat (E) = S**</p> <p>***BTC-P8*</p>
		<p>Double V-groove weld (3)</p>  <p>Effective throat (E) = S**</p> <p>B-P3</p>	<p>Double bowl-groove weld (5)</p>  <p>Effective throat (E) = S - 1/8**</p> <p>***BTC-P5*</p>	<p>Double U-groove weld (7)</p>  <p>Effective throat (E) = S**</p> <p>B-P7</p>	<p>Double J-groove weld (9)</p>  <p>Effective throat (E) = S**</p> <p>***BTC-P9*</p>

All dimensions in inches.

1. See 2.10.2 for allowable variation of dimensions and 3.3.4 for workmanship tolerances.

*Only corner joints C-P2, C-P4, C-P5, C-P6, C-P8 and C-P9 are prequalified for bridge application (see 9.12.1.2).

**Minimum effective throat as shown in Table 2.10.1.

***For corner joints, the outside groove preparation may be in either or both members provided the basic groove configuration is not changed and adequate edge distance is maintained to support the welding operations without excessive edge melting.

Fig. 2.10.1 cont.—Partial joint penetration (P) prequalified shielded metal arc welded joints:

Structural Steel for Buildings • 4

TABLE 1.14.6.1.2
EFFECTIVE THROAT THICKNESS OF PARTIAL PENETRATION GROOVE WELDS

Welding Process	Welding Position	Included Angle at Root of Groove	Effective Throat Thickness
Shielded metal arc or submerged arc	All	<60° but ≥45°	Depth of chamfer minus 1/8 inch
		≥60°	Depth of chamfer
Gas metal arc or flux cored arc	All	≥60°	Depth of chamfer
	Horizontal or flat	<60° but ≥45°	Depth of chamfer
	Vertical or overhead	<60° but ≥45°	Depth of chamfer minus 1/8 inch
Electrode gas	All	≥45°	Depth of chamfer

TABLE 1.14.6.1.3
EFFECTIVE THROAT THICKNESS OF FLARE GROOVE WELDS

Type of Weld	Radius (R) of Bar or Bend	Effective Throat Thickness
Flare-bevel-groove	All	1/4 R
Flare-V-groove	All	1/2 R*

* Use 1/4 R for Gas Metal Arc Welding (except short circuiting transfer process) when R ≥ 1 inch.

1.5.3 Welds

Except as modified by the provisions of Sect. 1.7, welds shall be proportioned to meet the stress requirements given in Table 1.5.3.

TABLE 1.5.3
ALLOWABLE STRESS ON WELDS

Type of Weld and Stress ^a	Allowable Stress	Required Weld Strength Level ^{b,c}
Complete-Penetration Groove Welds		
Tension normal to effective area	Same as base metal	"Matching" weld metal must be used.
Compression normal to effective area	Same as base metal	Weld metal with a strength level equal to or less than "matching" weld metal may be used.
Tension or compression parallel to axis of weld	Same as base metal	
Shear on effective area	0.30 X nominal tensile strength of weld metal (ksi), except shear stress on base metal shall not exceed 0.40 X yield stress of base metal	
Partial-Penetration Groove Welds ^d		
Compression normal to effective area	Same as base metal	Weld metal with a strength level equal to or less than "matching" weld metal may be used.
Tension or compression parallel to axis of weld ^e	Same as base metal	
Shear parallel to axis of weld	0.30 X nominal tensile strength of weld metal (ksi), except shear stress on base metal shall not exceed 0.40 X yield stress of base metal	
Tension normal to effective area	0.30 X nominal tensile strength of weld metal (ksi), except tensile stress on base metal shall not exceed 0.60 X yield stress of base metal	

$$\text{Area effective} = \text{garganta efectiva} \times \text{Longitudinal}$$



La distancia entre piezas que han de soldarse de filete, no será mayor de 5 m.m. AWS (3.3.1)

Las partes a soldarse a tope se alinearan sin un error mayor del 10% de la placa más delgada pero no mayor de 3 m.m. ; AWS (3.3.3)

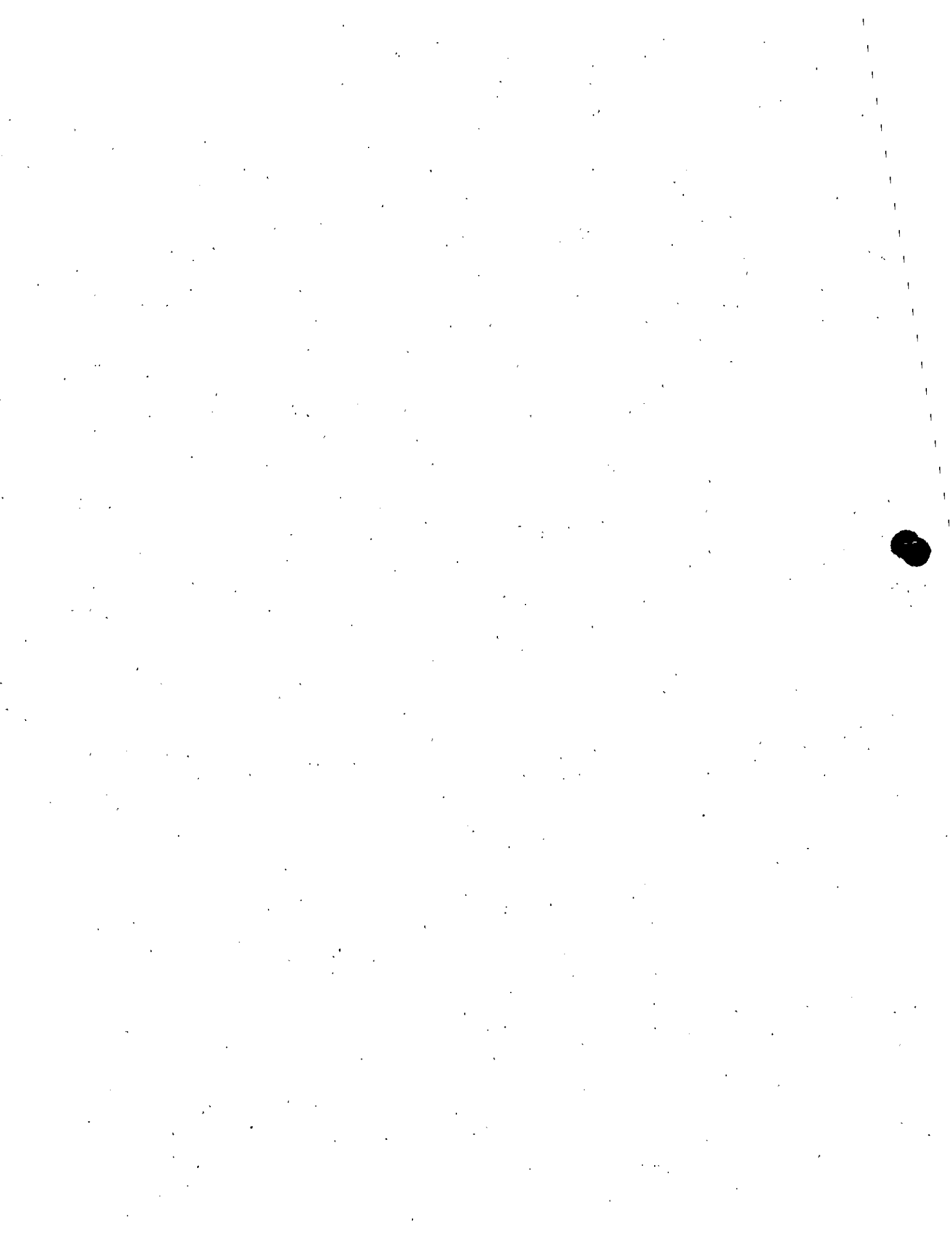


TABLE 3-3. MINIMUM PREHEAT AND INTERPASS TEMPERATURE. AWS D1.1-Rev. 1-73, 2-74 Table 4.2^{1,2}
(Degrees F)

Thickness of Thickest Part at Point of Welding - Inches	Welding Process				
	Shielded Metal-Arc Welding with other than Low-Hydrogen Electrode	Shielded Metal-Arc Welding with Low-Hydrogen Electrodes; Submerged Arc Welding; Gas Metal-Arc Welding; or Flux-Cored Arc Welding		Shielded Metal-Arc Welding with Low-Hydrogen Electrodes; Submerged-Arc Welding with Carbon or Alloy Steel Wire, Neutral Flux; Gas Metal-Arc Welding; or Flux-Cored Arc Welding	Submerged Arc Welding with Carbon Steel Wire, Alloy Flux
	ASTM A36 ⁴ , A53 Gr. B, A106, A131, A139, A375, A381 Gr. Y35, A500, A501, A516 Gr. 55 and 60, A524, A529, A570 Gr. D and E, A573 Gr. 65, API 5L Gr. B; ABS Gr. A, B, C, CS, D, E, R	ASTM A35, A106, A131, A139, A242 Weldable Grade, A375, A381 Gr. Y35, A441, A516 Gr. 65 and 70, A524, A529, A537 Class 1 and 2, A570 Gr. D and E, A572 Gr. 42, 45, 50, A573 Gr. 65, A588, A618, API 5L Gr. B, and 5LX Gr. 42; ABS Gr. A, B, C, CS, D; E, R, AH, DH, EH	ASTM A572 Grades 55, 60 and 65	ASTM A514, A517	ASTM A514, A517
To 3/4, incl.	None ³	None ³	70	50	50
Over 3/4 to 1-1/2 incl.	150	70	150	125	200
Over 1-1/2 to 2-1/2, incl.	225	150	225	175	300
Over 2-1/2	300	225	300	225	400

¹ Welding shall not be done when the ambient temperature is lower than zero F. When the base metal is below the temperature listed for the welding process being used and the thickness of material being welded, it shall be preheated (except as otherwise provided) in such manner that the surfaces of the parts on which weld metal is being deposited are at or above the specified minimum temperature for a distance equal to the thickness of the part being welded, but not less than 3 in., both laterally and in advance of the welding. Preheat and interpass temperatures must be sufficient to prevent crack formation. Temperature above the minimum shown may be required for highly restrained welds. For quenched and tempered steel the maximum preheat and interpass temperature shall not exceed 400°F for thickness up to 1-1/2 in., inclusive, and 450°F for greater thicknesses. Heat input when welding quenched and tempered steel shall not exceed the steel producer's recommendation.

² In joints involving combinations of base metals, preheat shall be as specified for the higher strength steel being welded.

³ When the base metal temperature is below 32°F, preheat the base metal to at least 70°F and maintain this minimum temperature during welding.

⁴ Only low-hydrogen electrodes shall be used for welding A36 steel more than 1 inch thick for bridges.

the spots where they are placed, which measurements are taken as indices to the heat input and are correlated with thickness of metal and chemistry of metal in tables specifying minimum preheat temperatures. Thus, temperature is the gage to preheat inputs, and preheating to specified temperatures is the practical method of obtaining the amount of preheat needed to control the cooling rate after welding.

There are various guides for use in estimating preheat temperatures, including the recommendation of the suppliers of special steels. No guide,

however, can be completely and universally applicable because of the varying factors of rigidity and restraint in assemblies. Recommendations are, thus, presented as "minimum preheat recommendations," and they should be accepted as such. However, the quenched and tempered steels can be damaged if the preheat is too high and the precautions necessary for these steels are discussed later.

The American Welding Society and the American Institute of Steel Construction have established minimum preheat and interpass temperature requirements for common weldable steels, as shown in

VII.- Metal de aportación

- a) Características generales.
- b) Clasificación de los electrodos.
- c) Electrodos para soldadura manual al arco eléctrico.
 - c 1) Nomenclatura
 - c 2) Papel del recubrimiento.
 - c 3) Tipos de electrodos
 - c 4) Uso de los electrodos .
- d) Electrodos para soldadura de arco sumergido.

Arc-Welding Consumables

Arc-welding consumables are the materials used during welding, such as electrodes, filler rods, fluxes, and externally applied shielding gases. With the exception of the gases, all of the commonly used consumables are covered by AWS specifications.

Twenty specifications in the AWS A5.x series prescribe the requirements for welding electrodes, rods, and fluxes. This section briefly reviews some of the important requirements of the A5.x series, with the intent of serving as a guide to the selection of the proper specification. When detailed information is required, the actual AWS specification should be consulted.

ELECTRODES, RODS, AND FLUXES

The first specification for mild steel covered electrodes, A5.1, was written in 1940. As the welding industry expanded and the number of types of electrodes for welding steel increased, it became necessary to devise a system of electrode classification to avoid confusion. The system used applies to both the mild steel A5.1 and the low-alloy steel A5.5 specifications.

Classifications of mild and low-alloy steel electrodes are based on an "E" prefix and a four or five-digit number. The first two digits (or three, in a five-digit number) indicate the minimum required tensile strength in thousands of pounds per square inch. For example, 60 = 60,000 psi, 70 = 70,000 psi, and 100 = 100,000 psi. The next to the last digit indicates the welding position in which the electrode is capable of making satisfactory welds: 1 = all positions — flat, horizontal, vertical, and overhead; 2 = flat and horizontal fillet welding (see Table 4-1). The last two digits indicate the type of current to be used and the type of covering on the electrode (see Table 4-2).

Originally a color identification system was developed by the National Electrical Manufacturers Association (NEMA) in conjunction with the American Welding Society to identify the electrode's classification. This was a system of color markings applied in a specific relationship on the electrode, as in Fig. 4-1(a). The colors and their significance are listed in Tables 4-3 and 4-4. The NEMA specification also included the choice of imprinting the classification number on the electrode, as in Fig. 4-1(b).

TABLE 4-1. AWS A5.1-69 and A5.5-69 Designations for Manual Electrodes

a. The prefix "E" designates arc-welding electrode.	
b. The first two digits of four-digit numbers and the first three digits of five-digit numbers indicate minimum tensile strength:	
E60XX	60,000 psi Minimum Tensile Strength
E70XX	70,000 psi Minimum Tensile Strength
E110XX	110,000 psi Minimum Tensile Strength
c. The next-to-last digit indicates position:	
EXX1X	All positions
EXX2X	Flat position and horizontal fillets
d. The suffix (Example: EXXXX-A1) indicates the approximate alloy in the weld deposit:	
-A1	0.5% Mo
-B1	0.5% Cr, 0.5% Mo
-B2	1.25% Cr, 0.5% Mo
-B3	2.25% Cr, 1% Mo
-B4	2% Cr, 0.5% Mo
-B5	0.5% Cr, 1% Mo
-C1	2.5% Ni
-C2	3.25% Ni
-C3	1% Ni, 0.35% Mo, 0.15% Cr
-D1 and D2	0.25-0.45% Mo, 1.75% Mn
-G	0.5% min. Ni, 0.3% min. Cr, 0.2% min. Mo, 0.1% min. V, 1% min. Mn (only one element required)

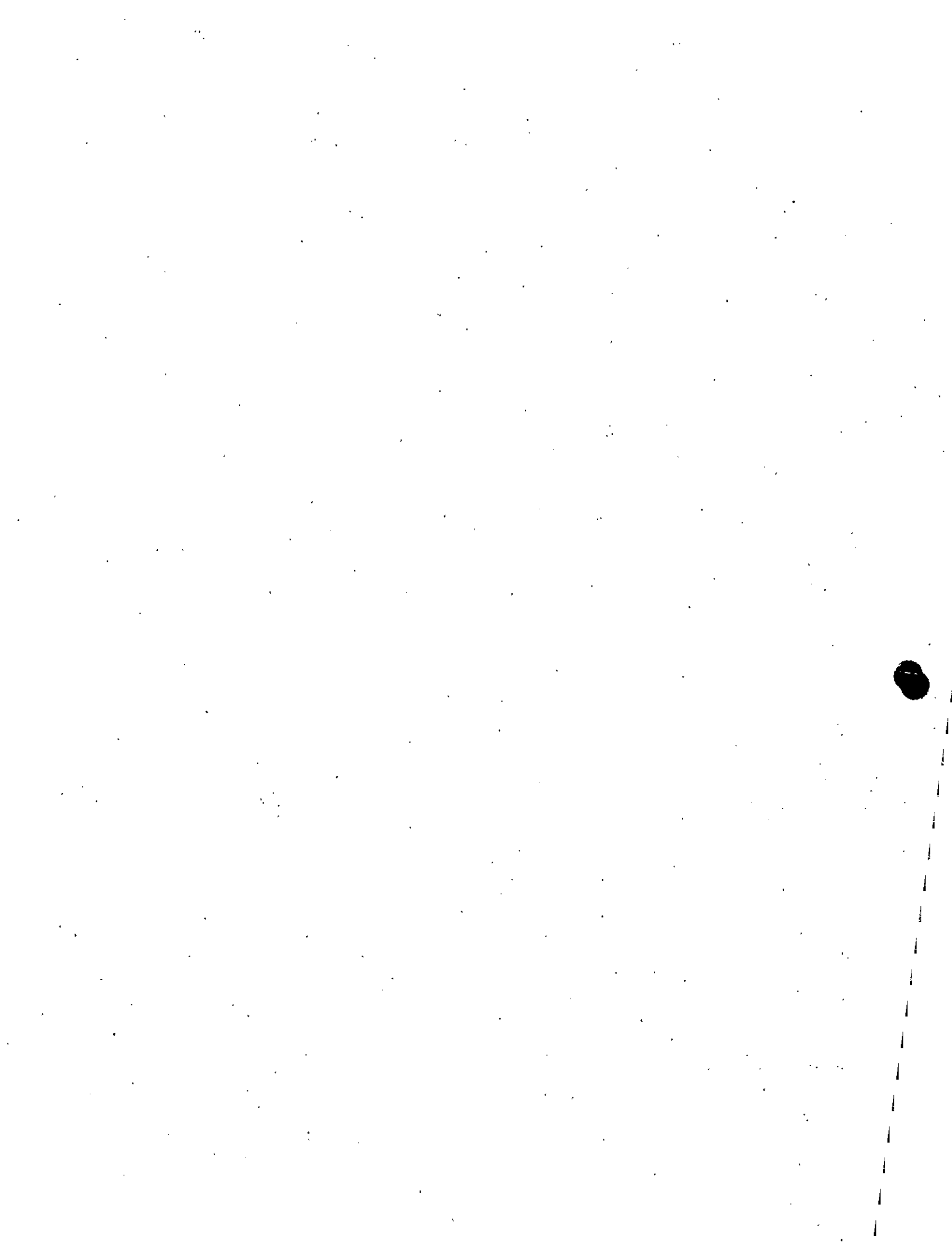


TABLE 4-2. AWS A5.1-69 Electrode Designations for Covered Arc-Welding Electrodes

Designation	Current	Covering Type
EXX10	DC+ only	Organic
EXX11	AC or DC+	Organic
EXX12	AC or DC-	Rutile
EXX13	AC or DC±	Rutile
EXX14	AC or DC±	Rutile, iron-powder (approx. 30%)
EXX15	DC+ only	Low-hydrogen
EXX16	AC or DC+	Low-hydrogen
EXX18	AC or DC+	Low-hydrogen, iron-powder (approx. 25%)
EXX20	AC or DC±	High iron-oxide
EXX24	AC or DC±	Rutile, iron-powder (approx. 50%)
EXX27	AC or DC±	Mineral, iron-powder (approx. 50%)
EXX28	AC or DC+	Low-hydrogen, iron-powder (approx. 50%)

TABLE 4-3. Color Identification for Covered MILD-STEEL and LOW-ALLOY Steel Electrodes

GROUP COLOR - NO COLOR				
XX10, XX11, XX14, XX24, XX27, XX28 and all 60 XX				
Spot Color \ End Color	No Color	Blue	Black	Orange
No Color	E6010	E7010G		EST
White	E6012	E7010-A1		ECI
Brown	E6013		E7014	
Green	E6020			
Blue	E6011	E7011G		
Yellow		E7011-A1	E7024	
Black			E7028	
Silver	E6027			
GROUP COLOR - SILVER				
All XX13 and XX20 except E6013 and E6020				
Brown				
White				
Green		E7020G		
Yellow		E7020-A1		

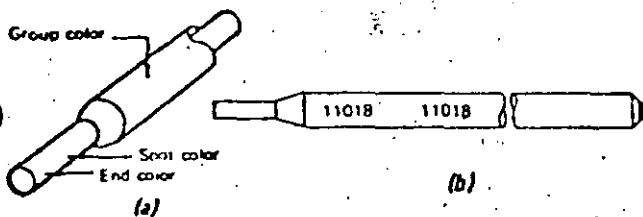


Fig. 4-1. (a) National Electrical Manufacturers Association color-code method to identify an electrode's classification; (b) American Welding Society imprint method.

Starting in 1964, AWS new and revised specifications for covered electrodes required the classification number be imprinted on the covering, as in Fig. 4-1(b). However, some electrodes can be manufactured faster than the imprinting equipment can mark them and some sizes are too small to be legibly marked with an imprint. Although AWS specifies an imprint, the color code is accepted on electrodes if imprinting is not practical.

TABLE 4-4. Color Identification for Covered Low-Hydrogen Low-Alloy Steel Electrodes

GROUP COLOR - GREEN										
XX15, XX16 and XX18 except E6015 and E6016										
Spot Color \ End Color	No Color	Blue	Black	White	Gray	Brown	Violet	Green	Red	Orange
Red	E7015G	E7015			E8015G	E9015G		E10015G		E12015G
White		E7015-A1	E9015-B3L			E9015-D1				
Brown										
Green			E8015-B2L			E9015-B3				
Bronze			E8015-B4L			E6015-B4				
Orange	E7016G	E7016	E7018	E8016-C3		E9016G		E10016G		E12016G
Yellow		E7016-A1	E7018-A1	E8016G		E9016-D1		E10015-D2	E11016G	
Black			E8018-C3	E8016-B1	E8018-B1		E9018-B3			
Blue	E7018G		E8018G	E8016-C1	E8018-C1	E9016-B3	E9018G	E10018G	E11016G	E12016G
Violet				E8016-C2	E8016-C2	E8016-B4	E9018-D1	E10018-D2		
Gray			E8018-B4	E8016-B2	E8018-B2			E10016-D2		
Silver			Mil-12018							

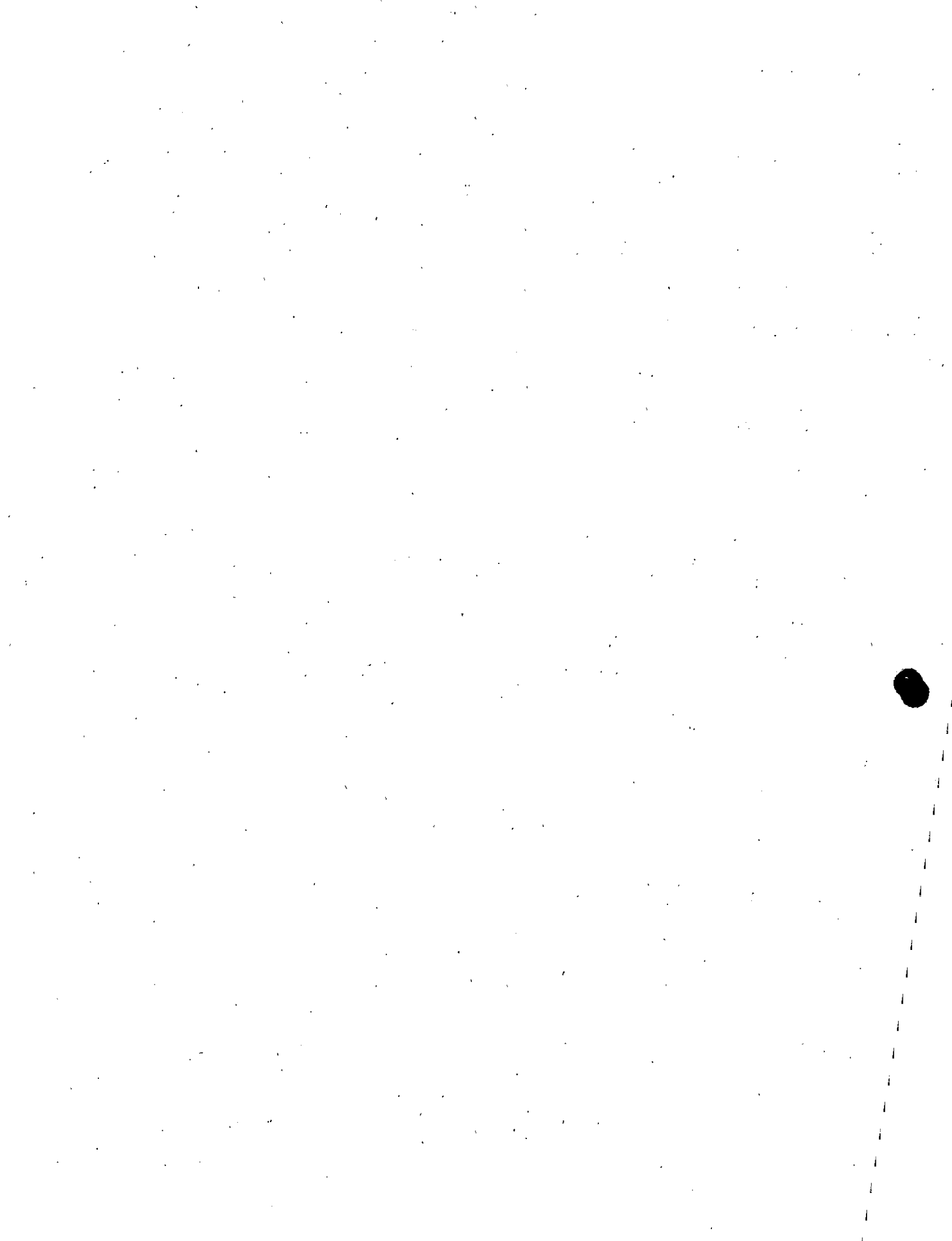


Table 1—Electrode Classification

AWS Classification	Type of Covering	Capable of Producing Satisfactory Welds in Positions Shown*	Type of Current*
E60 SERIES—MINIMUM TENSILE STRENGTH OF DEPOSITED METAL IN AS-WELDED CONDITION 60 000 PSI (OR HIGHER—SEE TABLE 4)			
E6010	High cellulose sodium	F, V, OH, H	dc, reverse polarity
E6011	High cellulose potassium	F, V, OH, H	ac or dc, reverse polarity
E6012	High titania sodium	F, V, OH, H	ac or dc, straight polarity
E6013	High titania potassium	F, V, OH, H	ac or dc, either polarity
E6020	High iron oxide	H-Fillets F	ac or dc, straight polarity ac or dc, either polarity
E6027	Iron powder, iron oxide	H-Fillets F	ac or dc, straight polarity ac or dc, either polarity
E70 SERIES—MINIMUM TENSILE STRENGTH OF DEPOSITED METAL IN AS-WELDED CONDITION 70 000 PSI (OR HIGHER—SEE TABLE 4)			
E7014	Iron powder, titania	F, V, OH, H	ac or dc, either polarity
E7015	Low hydrogen sodium	F, V, OH, H	dc, reverse polarity
E7016	Low hydrogen potassium	F, V, OH, H	ac or dc, reverse polarity
E7018	Iron powder, low hydrogen	F, V, OH, H	ac or dc, reverse polarity
E7024	Iron powder, titania	H-Fillets, F	ac or dc, either polarity
E7028	Iron powder, low hydrogen	H-Fillets, F	ac or dc, reverse polarity

* The abbreviations F, V, OH, H, and H-Fillets indicate welding positions (Figs. 1 and 2) as follows:

F = Flat
 H = Horizontal
 H-Fillets = Horizontal Fillets
 V = Vertical
 OH = Overhead } { For electrodes 1/16 in. and under, except 6/32 in. and under for classifications E7014, E7015, E7016 and E7018.

* Reverse polarity means electrode is positive; straight polarity means electrode is negative.

Table 2—Chemical Requirements

AWS Classification	Chemical Composition, max. per cent*					
	Manganese	Silicon	Nickel	Chromium	Molybdenum	Vanadium
E7014, E7015 E7016, E7018 E7024, E7028	1.25*	0.90	0.30*	0.20*	0.30*	0.05*
E6010, E6011 E6012, E6013 E6020, E6027	No chemical requirements					

* The sum total of all elements with the asterisk shall not exceed 1.50 per cent.

* For obtaining the chemical composition, dc, straight polarity only, may be used where dc, both polarities, is specified.

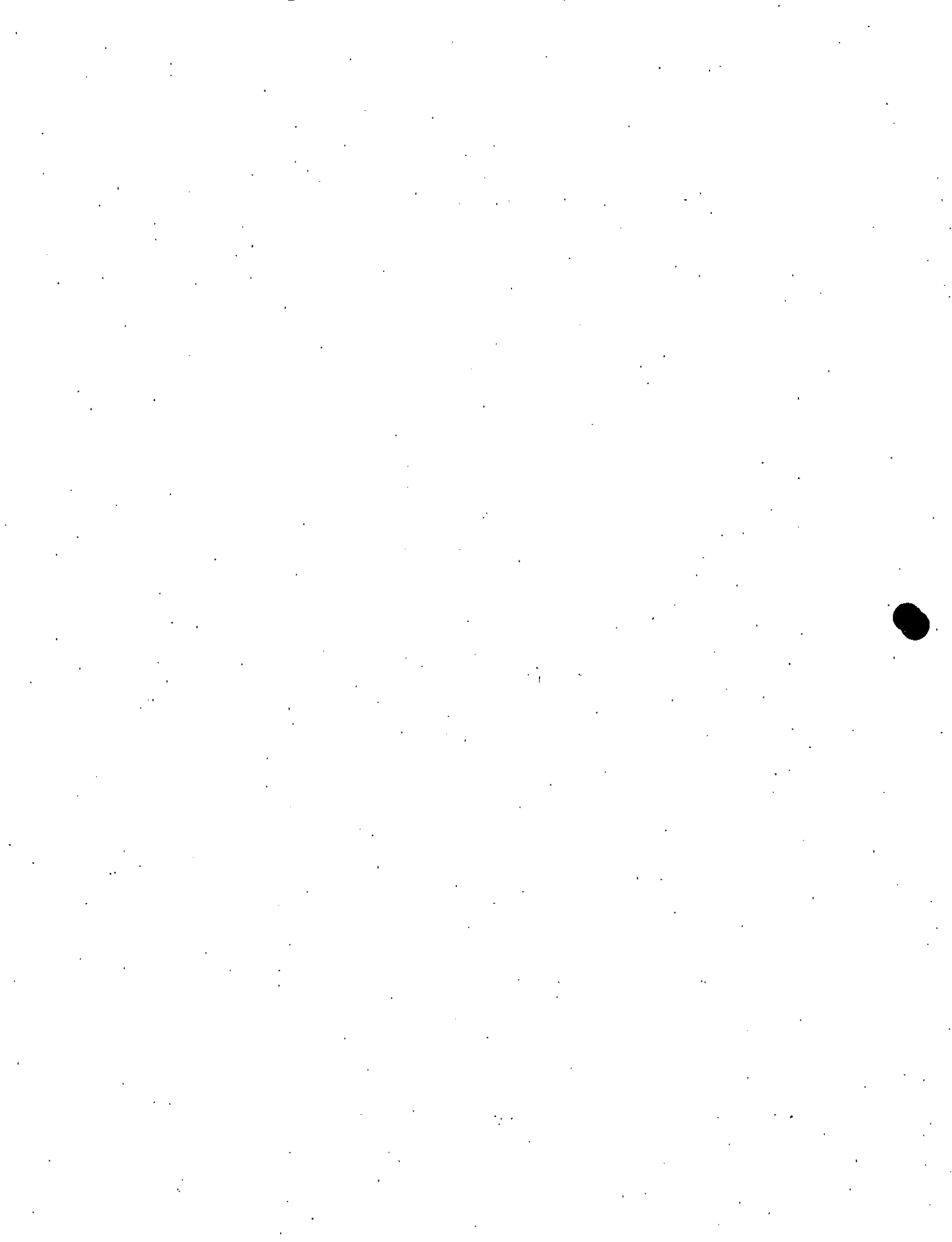


TABLA COMPARATIVA DE ELECTRODOS PARA SOLDAR

SEGUN VARIOS FABRICANTES

32

ESPECIFICACION AWS	A O LUTON	ACA ELTIC	CHAMPON	ELSA	GENERAL ELECTRIC	MOBAY	LINCOLN	P & H	WELTIC MOORE
E 4015	SW-16	FERROMATIC 16	DIABLO AZUL	M16	W-416A	16	FLEET WELD 1	AP-100	XL410
F 4011	SW-18	FERROMATIC 11	DIABLO AZUL ALTERNO	M11	W-411A	11	FLEET WELD 11	AC1	ACP411
E 4012	SW-11 SW-17	FERROMATIC 11	DIABLO GRIS No. 2	M12	W-412A	12	FLEET WELD 7	PPA 811P	FP-412 FP-2412
E 4013	SW-15 SW-16	FERROMATIC 15	DIABLO LIGERO	M15	W-415A	15	FLEET WELD 17	AC-115	SW-415 SW-1M
E 7018	SW-75	CELLOCORD 78	DIABLO AZUL 85	718	W-718A	85	SHIELD ARC 85	CM-8	AP-80
FILARDO VACIADO	SW-5	SUTIC ARC 17		4M	W-81	HARCAST	FERROWELD	HARCAST	CASTING WELD
RECUBRIMIENTOS DUROS	SW-945B	CITO MANGAN	DIABLO DE MANGANESO	7M		CO MANGANOL	MANGAN WELD-B	HIERRO MANGA	
	SW-315B			711		MANGANIK	MANGAN WELD AC	HARNI MANGA	
	D-WELD-B	SUEMEX 7M		1M	W-1M	TUPAN HARB 7M	ABRAX WELD	HARTOP BROWN	HARDEN TOUGH 7M
	D-WELD-E	SUEMEX 4M	DIABLO DURO	4M	W-41	TUPAN HARB 4M	FACEWELD 1	HARTOP RED	HARDEN TOUGH 4M
D-WELD-F	SUEMEX 6M	DIABLO RESISTENTE	1M	W-1M	TUPAN HARB 6M	FACEWELD 11	HARTOP YELLOW	HARDEN TOUGH 1M	

Welding Carbon and Low-Alloy Steels with the Shielded Metal-Arc Process

Most welding on steel is done manually with shielded metal-arc (stick) electrodes. As in any manual process, the skill and dexterity of the operator are important for quality work; but equally important is selection of the correct type of electrode.

CONSIDERATIONS IN ELECTRODE SELECTION

Choice of electrode is straightforward when welding high-strength or corrosion-resistant steels. Here, choice is generally limited to one or two electrodes designed specifically to give the correct chemical composition in the weld metal. But most c welding involves the carbon and low-alloy steels for which many different types of electrodes provide satisfactory chemical compositions in the weld metal. From the many possibilities, the object is to pick an electrode that gives the desired quality of weld at the lowest welding cost. Usually, this means the electrode that allows the highest welding speed with the particular joint. To meet this objective, electrodes are selected according to the design and positioning of the joint.

Electrodes compounded to melt rapidly are called "fast-fill" electrodes, and those compounded to solidify rapidly are called "fast-freeze" electrodes. Some joints and welding positions require a

compromise between the fast-fill and fast-freeze characteristics, and electrodes compounded to meet this need are called "fill-freeze" electrodes. There are also electrodes which are classified as "fast follow."

The fill-freeze-follow terminology used to classify types of electrodes is also used to designate types of joints. Overhead or vertical joints that normally require fast-freeze electrodes are thus termed "freeze" joints, while flat joints and some horizontal joints, where rapid deposition is important, are called "fill" joints. Some joints, especially those in sheet metal, require an electrode that permits rapid electrode travel with minimum skips, and are thus called "follow" joints. The fill-freeze electrodes usually are best suited for follow joints, and thus, fill-freeze electrodes are called fast-follow electrodes when the reference is to joints requiring fast electrode travel.

Although the terms fill, freeze, and fill-freeze are straightforward as applied to electrodes, use of these terms to describe types of joints is not so clear-cut. For example, some overhead "freeze" joints require a fill-freeze, rather than fast-freeze, electrode. By the same token, a "follow" joint in sheet metal may require a fast-freeze, rather than a fill-freeze, electrode. The use of these terms to identify types of joints, and the types of electrodes

BUTT WELDS

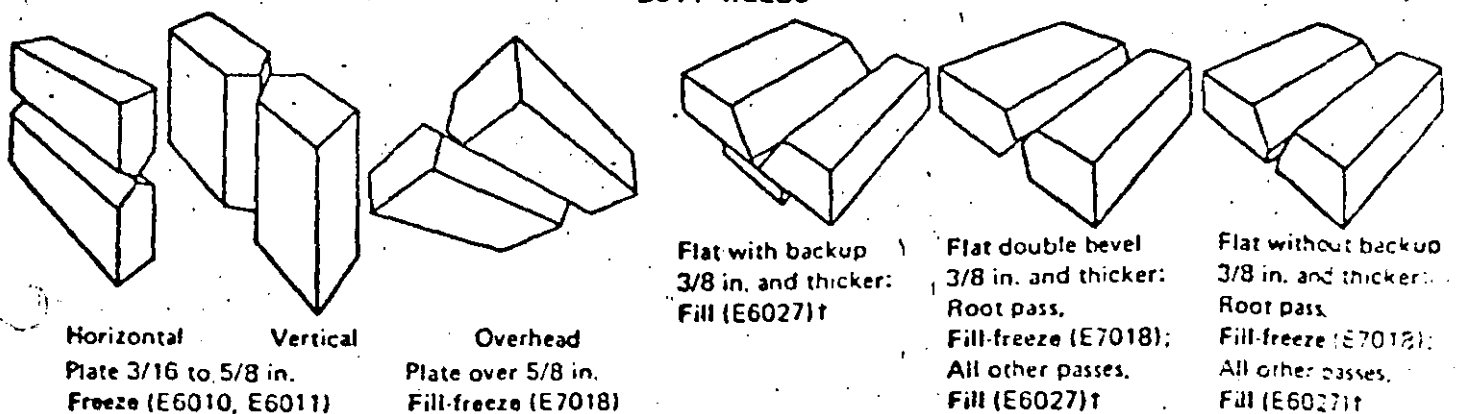


Fig. 6-14. Guide to selection of electrodes for butt welds.

commended for these joints, are explained in Fig. 6-14, 6-15, and 6-16, which show butt welds, fillet welds, and sheet-metal welds, respectively.

AWS A5.1-69 is a complete specification for mild-steel electrodes for shielded metal-arc welding (see Section 4.1). Typical mechanical properties of mild-steel deposited weld metal are given in Table 6-11.

A combination of letters and numbers used by the American Welding Society to identify the various classes of electrodes is given in Table 4-1. For a more complete description of this system see Section 4.1. Typical current ranges for all AWS A5.1 electrodes is given in Table 6-12. A guide to the application of electrodes for steels of specific ASTM designations is presented in Table 6-13.

TABLE 6-11. Typical Mechanical Properties of Mild-Steel Deposited Weld Metal

Electrode Classification	Condition							
	As-Welded				Stress-Relieved at 1150° F			
	Tensile Strength (psi)	Yield Strength (psi)	Elong. in 2 in. (%)	Impact* (ft-lb)	Tensile Strength (psi)	Yield Strength (psi)	Elong. in 2 in. (%)	Impact* (ft-lb)
E6010	69,000	60,000	26	55 (1)	65,000	51,000	32	75
E6011	70,000	63,000	25	50 (1)	65,000	51,000	30	90
E6012	72,000	64,000	21	43	71,000	62,000	23	47
E6013	74,000	62,000	24	55	74,000	58,000	28	
E6020	67,000	57,000	27	50				
E6027	66,000	58,000	28	40 (1)	66,000	57,000	30	10
E7014	73,000	67,000	24	55	73,000	65,000	26	48
E7015	75,000	68,000	27	90				
E7016	75,000	68,000	27	90	71,000	60,000	32	120
E7018	74,000	65,000	29	80 (1)	72,000	58,000	31	120
E7024	86,000	78,000	23	38	80,000	73,000	27	38
E7028	85,000	78,000	26	26 (2)	81,000	73,000	26	85

* Charpy V-notch at 70°F except where noted.

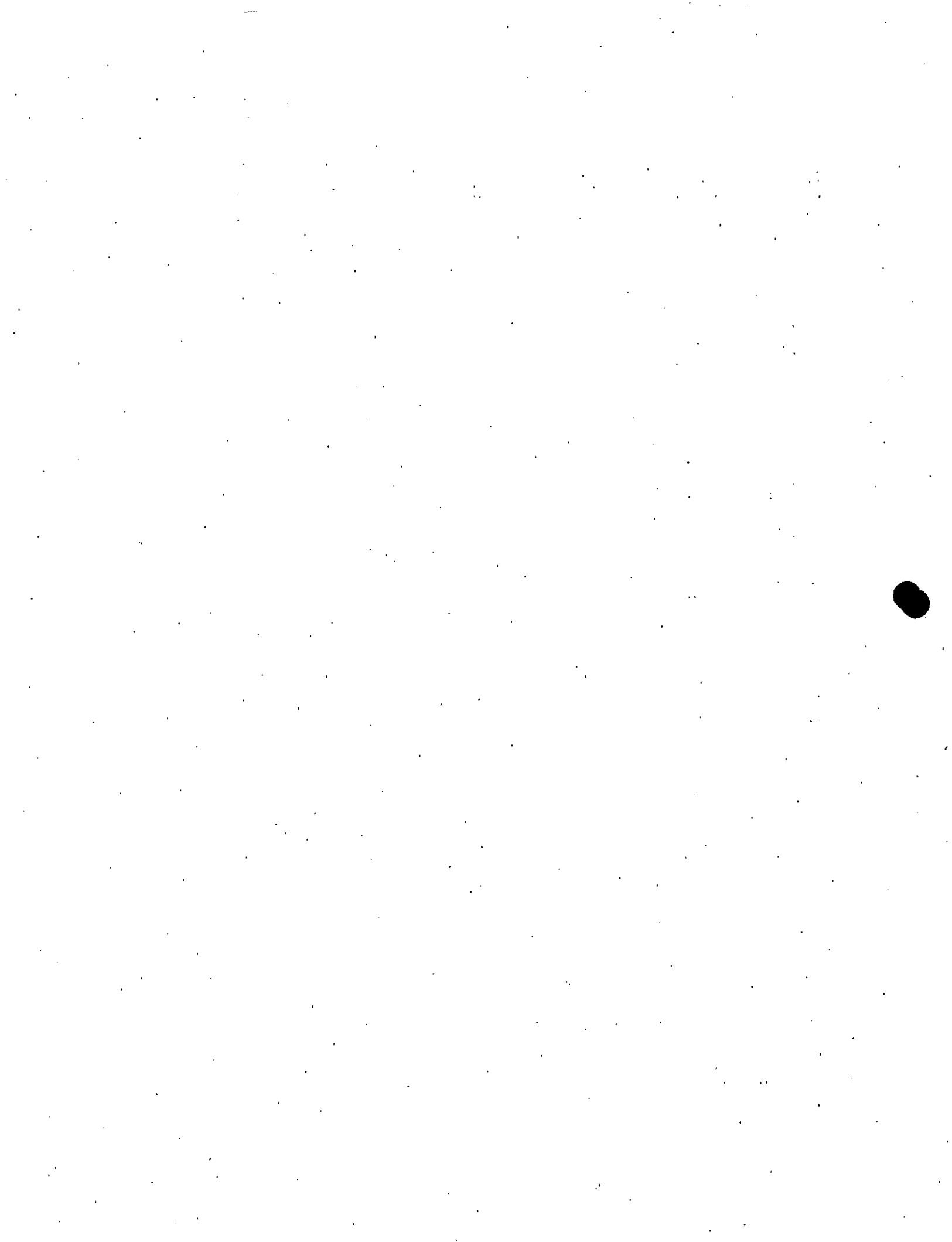
(1) Charpy V-notch at -20°F.

(2) Charpy V-notch at 0°F.

TABLE 6-12. Typical Current Ranges for Electrodes

Electrode Diameter (in.)	Current Range (amp)								
	Electrode Type								
	E6010, E6011 DC+	E6012	E6013	E6020	E6027	E7014	E7015, E7016	E7018	E7024, E7028
1/16	-	20 - 40	20 - 40	-	-	-	-	-	-
5/64	-	25 - 60	25 - 60	-	-	-	-	-	-
3/32	40 - 80	35 - 85	45 - 90	-	-	80 - 125	65 - 110	70 - 100	100 - 145*
1/8	75 - 125	80 - 140	80 - 130	100 - 150	125 - 185	110 - 160	100 - 150	115 - 165	140 - 190
5/32	110 - 170	110 - 190	105 - 180	130 - 190	160 - 240	150 - 210	140 - 200	150 - 220	180 - 250
3/16	140 - 215	140 - 240	150 - 230	175 - 250	210 - 300	200 - 275	180 - 255	200 - 275	230 - 305
7/32	170 - 250	200 - 320	210 - 300	225 - 310	250 - 350	260 - 340	240 - 320	260 - 340	275 - 365
1/4	210 - 320	250 - 400	250 - 350	275 - 375	300 - 420	330 - 415	300 - 390	315 - 400	335 - 430
5/16	275 - 425	300 - 500	320 - 430	340 - 450	375 - 475	390 - 500	375 - 475	375 - 470	400 - 525*

*These values do not apply to the E7028 classification.



FILLET AND CORNER WELDS

Fillet welds over 10 to 12 in. in length on 3/16-in. or thicker plate

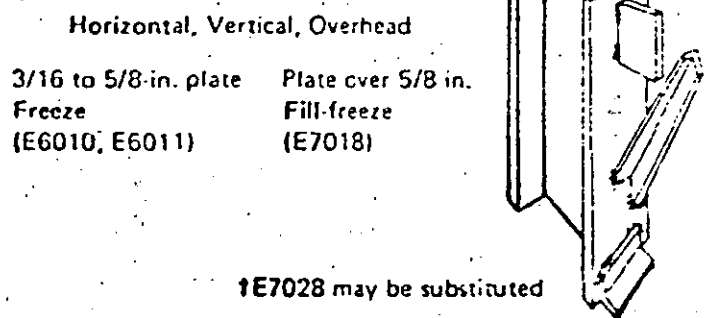
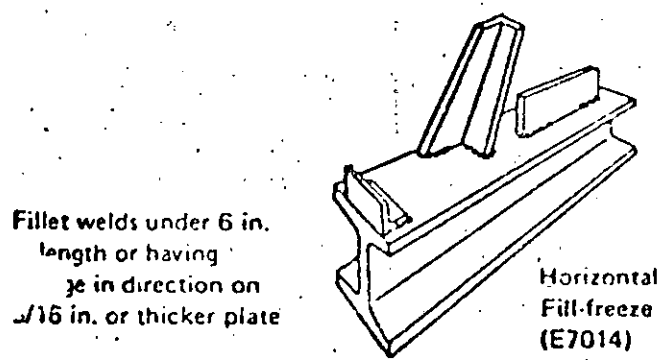
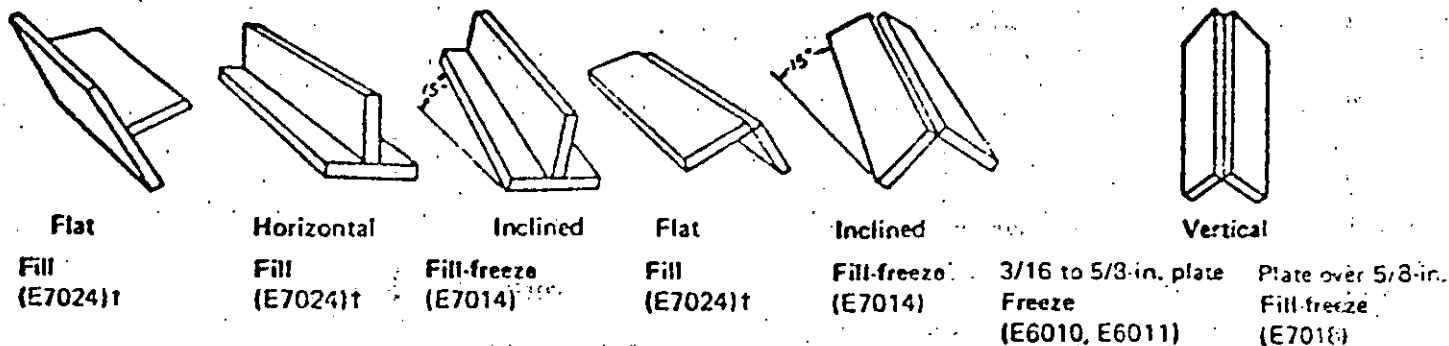


Fig. 6-15. Guide to selection of electrodes for fillet and corner welds.

SHEET METAL JOINTS

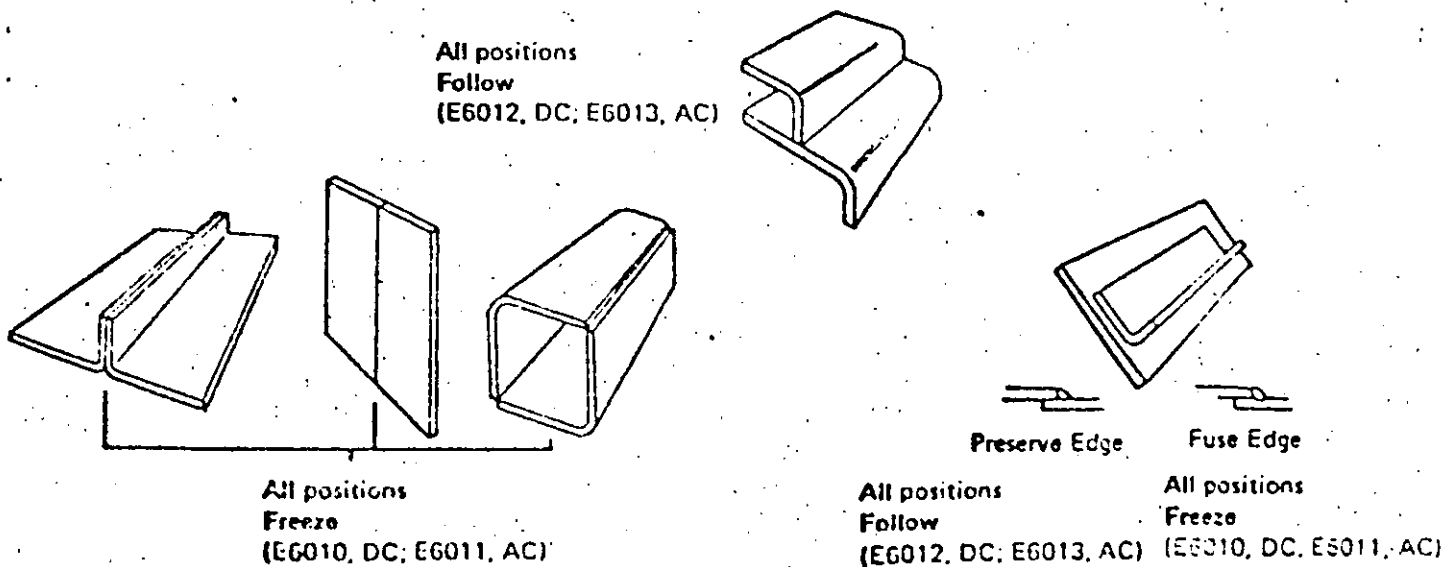
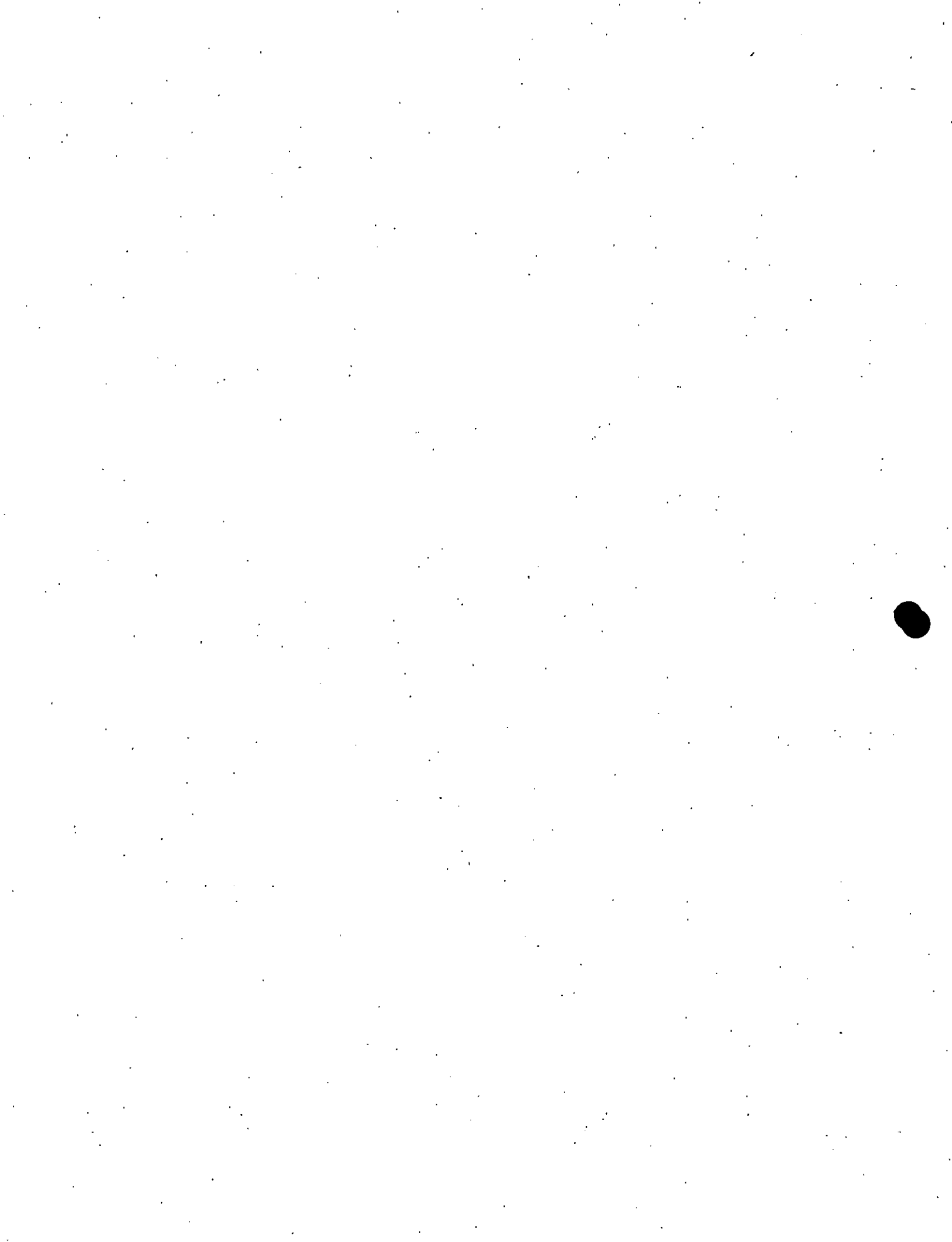


Fig. 6-16. Guide to selection of electrodes for sheet metal welds.



base metal of poor weldability. On succeeding passes, use currents that provide best operating characteristics. Drag the electrode lightly or hold an angle of 1/8-in. or less. Do not use a long arc at any time, since E7018 electrodes rely principally on molten slag for shielding. Stringer beads or small weave passes are preferred to wide weave passes. When starting a new electrode, strike the arc ahead of the crater, move back into the crater, and then proceed in the normal direction. On AC, use currents about 10% higher than those used with DC. Govern travel speed by the desired head size.

Vertical: Weld vertical-up with electrode sizes of 5/32-in. or less. Use a triangular weave for heavy single-pass welds. For multipass welds, first deposit a stringer bead by using a slight weave. Deposit additional layers with a side-to-side weave, hesitating at the sides long enough to fuse out any small slag pockets and to minimize undercut. Do not use a whip technique or take the electrode out of the molten pool. Travel slowly enough to maintain the shelf without causing metal to spill. Use currents in the lower portion of the range.

Overhead: Use electrodes of 5/32-in. or smaller. Deposit stringer beads by using a slight circular motion in the crater. Maintain a short arc. Motions should be slow and deliberate. Move fast enough to avoid spilling weld metal, but do not be alarmed if

TABLE 6-14. Procedures for Drying Low-Hydrogen Electrodes

Nature of Moisture Pickup	Drying Temperatures	
	E7018-28	E8018-X, E9018-X, E11018-X
Electrodes exposed to air for less than one week; no direct contact with water. Welds not subject to X-ray inspection.	300°F	300°F
Electrodes exposed to air for less than one week; no direct contact with water. Welds subject to X-ray inspection.	700°F	750°F
Electrodes have come in direct contact with water, or have been exposed to extremely humid conditions as indicated by core wire rusting at the holder end. Before redrying at 700 - 750°F, pre-dry electrodes in this condition at 150°F for 1 to 2 hours. This minimizes the tendency for coating cracks or oxidation of the alloys in the coating.	700°F	750°F

Note: One hour at the listed temperatures is satisfactory. Do not dry electrodes at higher temperatures or for more than 8 hours. Several hours at lower temperature are not equivalent to using the specified temperatures. Remove the electrodes from the can and spread them out in the furnace. Each electrode must reach the drying temperature. (Cardboard can liners char at about 350°F.)

some slag spills. Use currents in the lower portion of the range.

Redrying Low-Hydrogen Electrodes

Low-hydrogen electrodes must be dry if they are to perform properly. Electrodes in unopened

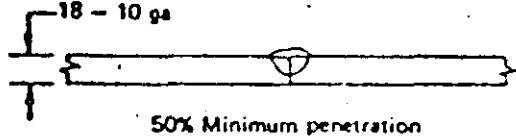
TABLE 6-15. Characteristics of Mild-Steel Covered Electrodes*

AWS-ASTM Electrode Classification	Welding Category	General Characteristics
60,000-psi Minimum Tensile Strength		
E6010	Freeze	Molten weld metal freezes quickly, suitable for welding in all positions with DC reverse polarity power, fast low-deposition rate and deep penetrating arc; can be used to weld all types of joints
E6011	Freeze	Similar to E6010, except can be used with AC as well as DC power
E6012	Follow	Faster travel speed and smaller bead than E6010, AC or DC (either polarity) power, penetration less than E6010. Primary use is for shielded welding of thin-gage sheet metal in flat, horizontal, and vertical-down positions.
E6013	Follow	Similar to E6012, except can be used with DC (either polarity) or AC power
E6027	Fill	Deposition rate high since coating contains about 50% iron powder; primary use is for multipass deep groove and fillet welding in the flat position or horizontal fillets using DC (either polarity) or AC power
70,000-psi Minimum Tensile Strength		
E7014	Fill-freeze	Higher deposition rate than E6010; usable with DC (either polarity) or AC power; primary use is for inclined and short, horizontal fillet welds
E7018	Fill-freeze	Suitable for welding low and medium carbon steels (0.55% C max) in all positions and types of joints. Weld metal quality and mechanical properties highest of all mild-steel electrodes usable with DC reverse polarity or AC power
E7024	Fill	Higher deposition rate than E7018; suitable for flat position welding and horizontal fillets.
E7028	Fill	Similar to type E7018, used for welding horizontal and flat fillets, a deep grooved butt fillet welds in flat position.

* E8020, E7015, and E7016 are not included because of their limited usage. Only electrodes up to 3/16 in. diameter can be used in all welding positions (flat, horizontal, vertical, and overhead)

† When used for welding sheet metal, these electrodes have follow-freeze characteristics

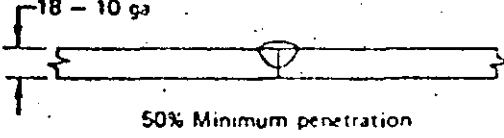
SHIELDED METAL-ARC (MANUAL)

Position: Flat Weld Quality Level: Commercial Steel Weldability: Good Welded From: One side					
Plate Thickness (in.)	0.048 (18 ga)	0.060 (16 ga)	0.075 (14 ga)	0.105 (12 ga)	0.135 (10 ga)
Pass	1	1	1	1	1
Electrode Class	E6010	E6010	E6010	E6010	E6010
Size	3/32	1/8	1/8	5/32	3/16
Current (amp) DC(+)	40	70	80	120	125
Arc Speed (in/min)	22 - 26	30 - 35	25 - 30	20 - 24	17 - 21
Electrode Req'd (lb/ft)	0.0244	0.0287	0.0262	0.0427	0.0595
Total Time (hr/ft of weld)	0.0033	0.00615	0.00727	0.0209	0.0105

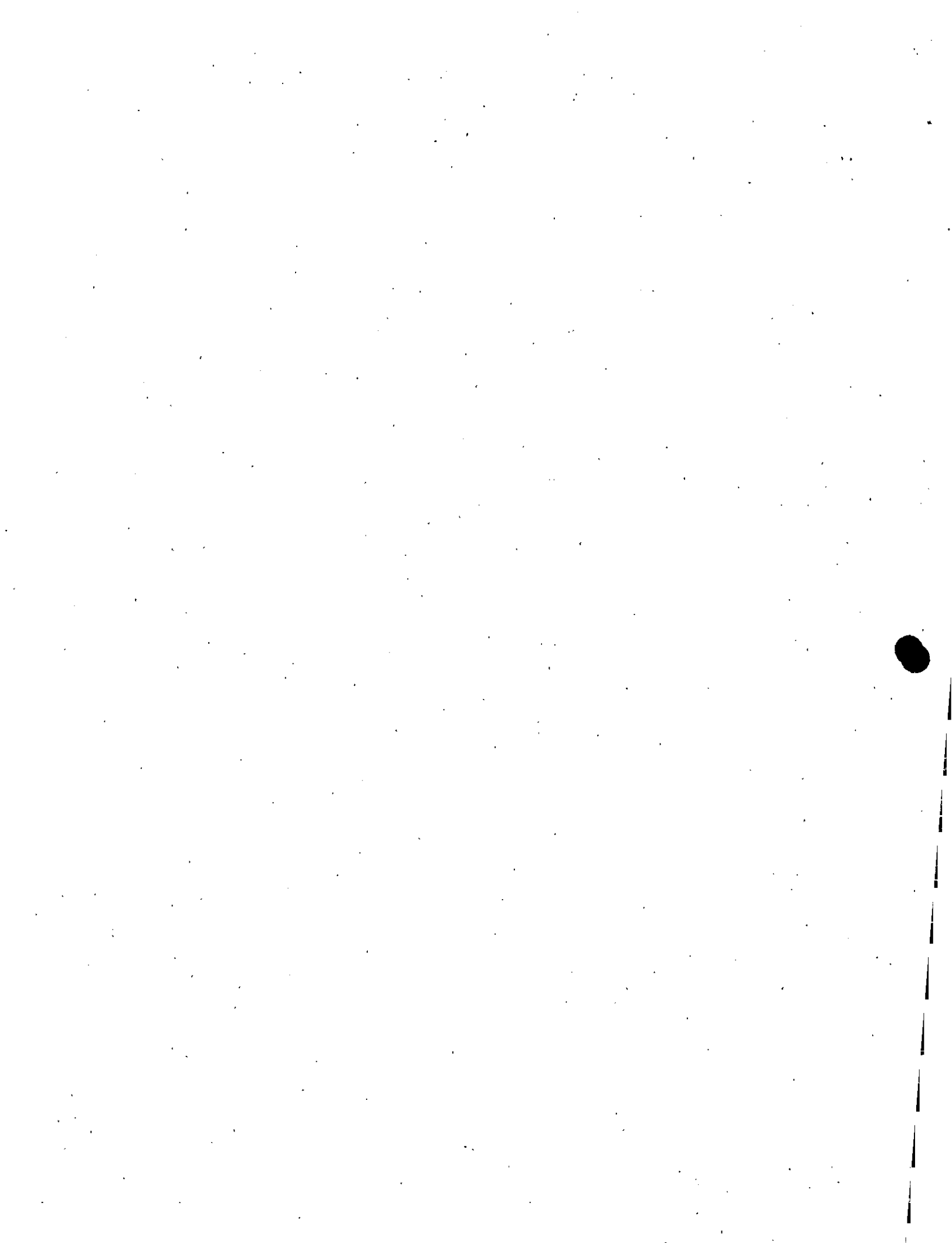
* Use 1/16 in. gap and whip the electrode.

† DC(-)

SHIELDED METAL-ARC (MANUAL)

Position: Flat Weld Quality Level: Commercial Steel Weldability: Good Welded From: One side					
Plate Thickness (in.)	0.048 (18 ga)	0.060 (16 ga)	0.075 (14 ga)	0.105 (12 ga)	0.135 (10 ga)
Pass	1	1	1	1	1
Electrode Class	E6011	E6011	E6011	E6011	E6011
Size	3/32	1/8	1/8	5/32	3/16
Current (amp) AC	50	100	105	130	145
Arc Speed (in/min)	20 - 24	28 - 33	26 - 31	24 - 29	22 - 27
Electrode Req'd (lb/ft)	0.0251	0.0326	0.0367	0.0527	0.0748
Total Time (hr/ft of weld)	0.0037	0.00656	0.00702	0.00755	0.00917

* Use 1/16 in. gap and whip the electrode.



SHIELDED METAL-ARC (MANUAL)

Position: Vertical up
 Weld Quality Level: Code
 Steel Weldability: Good
 Welded From: One side

Plate Thickness (in.)	1/4	5/16	3/8	1/2
Pass	1 & 2	1 & 2	1 & 2	1 - 3
Electrode Class	E6010	E6010	E6010	E6010
Size	5/32	5/32	3/16	3/16
Current (amp) DC(+)	110	120	150	170
Arc Speed (in./min)*	5.2-5.8	3.8-4.2	4.8-5.3	3.8-4.2
Electrode Req'd (lb/ft)	0.323	0.440	0.526	0.990
Total Time (hr/ft of weld)	0.0901	0.118	0.130	0.152

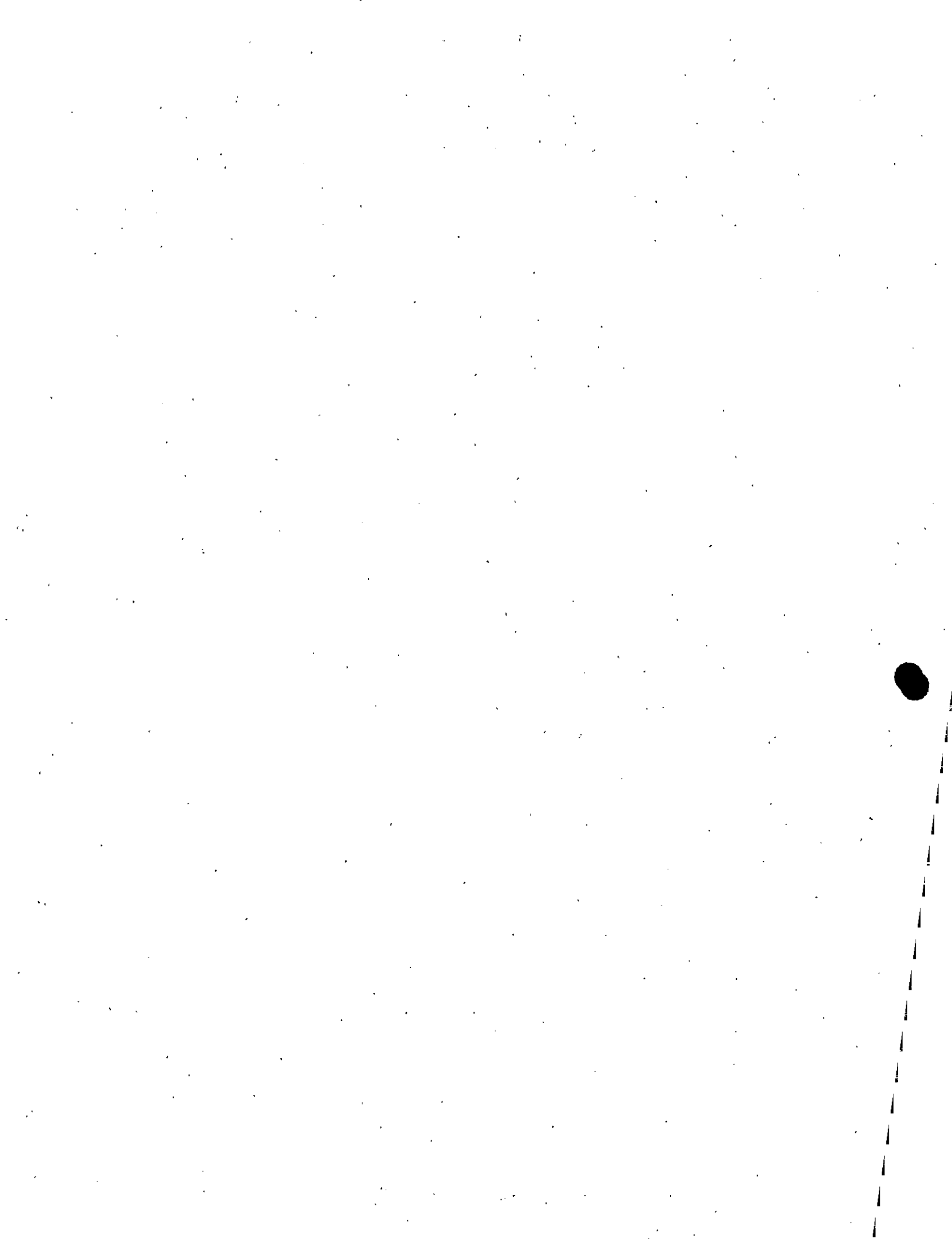
* First pass only. Vary speed on succeeding passes to obtain proper weld size.

SHIELDED METAL-ARC (MANUAL)

Position: Vertical up
 Weld Quality Level: Code
 Steel Weldability: Good
 Welded From: One side

Plate Thickness (in.)	5/8	3/4	1
Pass	1 - 4	1 - 6	1 - 10
Electrode Class	E6010	E6010	E6010
Size	3/16	3/16	2/16
Current (amp) DC(+)	170	170	170
Arc Speed (in./min)*	3.8 - 4.2	3.8 - 4.2	3.8 - 4.2
Electrode Req'd (lb/ft)	1.48	2.08	3.56
Total Time (hr/ft of weld)	0.229	0.318	0.547

* First pass only. Vary speed on succeeding passes to obtain proper weld size.



SHIELDED METAL-ARC (MANUAL)

Position: Horizontal
 Weld Quality Level: Code
 Steel Weldability: Fair
 Welded From: One side

Plate Thickness (in.)	3/8		1/2		5/8		3/4	
Pass	1	2-5	1	2-7	1	2-9	1	2-11
Electrode Class	E7018		E7018		E7018		E7018	
Size (in.)	3/16		3/16		3/16		3/16	
Current (amp) DC(+)	240		240		240		240	
Arc Speed (in./min)	4.5-5.5	8.5-9.5	4.5-5.5	7.5-8.5	4.5-5.5	6.7-7.4	5.5-6.5	6.2-6.8
Electrode Req'd (lb/ft)	0.867		1.35		1.75		2.42	
Total Time (hr/ft of weld)	0.118		0.182		0.270		0.345	

SHIELDED METAL-ARC (MANUAL)

Position: Horizontal
 Weld Quality Level: Code
 Steel Weldability: Fair
 Welded From: One side

Plate Thickness (in.)	1		1-1/4		1-1/2	
Pass	1*	2-13	14-19†	2-17	18-24†	2-22 23-31*
Electrode Class	E7018		E7018		E7018	
Size (in.)	3/16	7/32	3/16	7/32	3/16	7/32 3/16
Current (amp) DC(+)	240	260	240	260	240	280 240
Arc Speed (in./min)	5-6	6.2-6.8	9.5-10.5	5.7-6.3	9.5-10.5	5.2-5.8 9.5-10.5
Electrode Req'd (lb/ft)	3.39		9.94		4.82 1.23	
Total Time (hr/ft of weld)	0.576		.714		1.00	

* First pass for all thicknesses
 † Cover passes



Shielded Metal-Arc Procedures 6.2-33

SHIELDED METAL-ARC (MANUAL)

Position: Overhead
 Weld Quality Level: Code
 Steel Weldability: Fair
 Welded From: One side

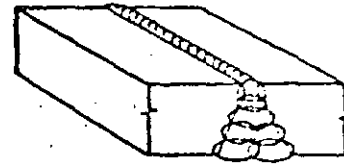
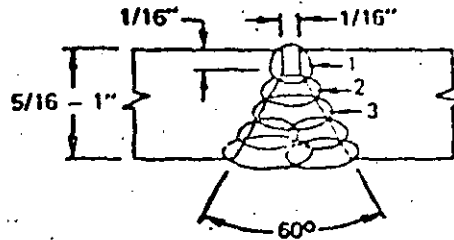
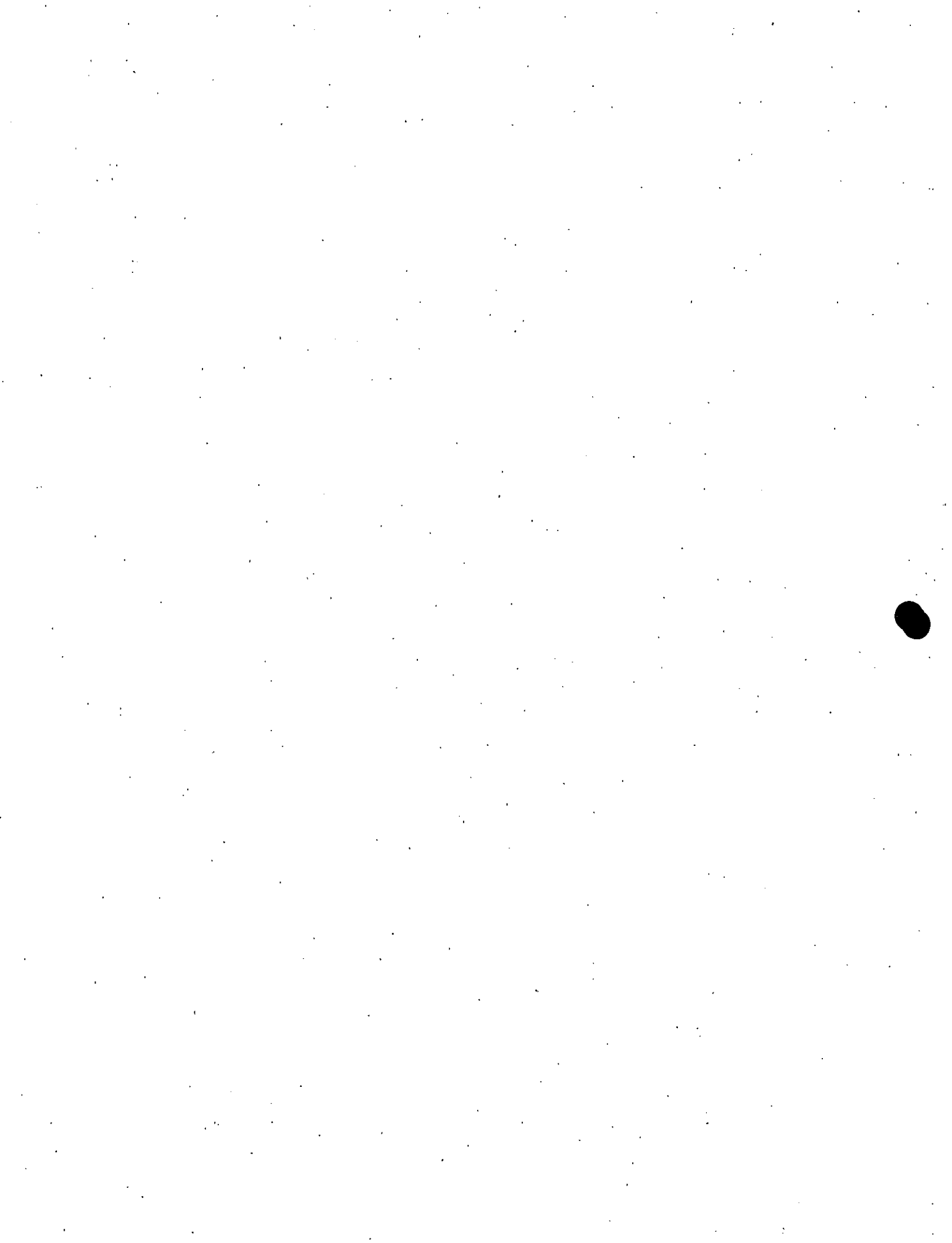


Plate Thickness (in.)	5/16		3/8		1/2		3/4		1	
Pass	1	2	1	2-3	1	2-5	1	2-9	1	2-13
Electrode Class	E6010	E7018	E6010	E7018	E6010	E7018	E6010	E7018	E6010	E7018
Size	1/8	5/32	1/8	5/32	1/8	5/32	1/8	5/32	1/8	5/32
Current (amp) DC(+)	110	170	110	170	110	170	110	170	110	170
Arc Speed (in./min)	4.3 - 4.7	3.4 - 3.8	4.3 - 4.7	3.3 - 3.7	4.3 - 4.7	3.6 - 4.0	4.3 - 4.7	4.3 - 4.7	4.3 - 4.7	3.5 - 4.0
Electrode Req'd (lb/ft)	0.155	0.327	0.155	0.671	0.155	0.918	0.155	2.08	0.155	3.70
Total Time (hr/ft of weld)	0.0399		0.158		0.267		0.399		0.575	

Split layers after third pass, as shown in sketch.



SHIELDED METAL-ARC (MANUAL)

Position: Horizontal Weld Quality Level: Code Steel Weldability: Poor				
Weld Size, L (in.)	5/32	3/16	1/4	5/16
Plate Thickness (in.)	3/16	1/4	5/16	3/8
Pass	1	1	1	1
Electrode Class	E7018	E7018	E7018	E7018
Size	3/16	7/32	7/32	1/4
Current (amp) AC	240	275	275	350
Arc Speed (in./min)	12.5 - 13.5	11.0 - 12.0	8.5 - 9.5	6.5 - 7.5
Electrode Req'd (lb/ft)	0.111	0.140	0.203	0.335
Total Time (hr/ft of weld)	0.0154	0.0174	0.0222	0.0286

Preheat may be necessary depending on plate material.

SHIELDED METAL-ARC (MANUAL)

Position: Horizontal Weld Quality Level: Code Steel Weldability: Poor				
Weld Size, L (in.)	3/8	1/2	5/8	3/4
Plate Thickness (in.)	1/2	5/8	3/4	1
Pass	1 & 2	1 - 3	1 - 4	1 - 5
Electrode Class	E7018	E7018	E7018	E7018
Size	1/4	1/4	1/4	1/4
Current (amp) AC	350	350	350	350
Arc Speed (in./min)	95 - 115	95 - 105	80 - 90	70 - 80
Electrode Req'd (lb/ft)	0.480	0.785	1.18	1.52
Total Time (hr/ft of weld)	0.0390	0.0600	0.0940	0.133

Preheat may be necessary depending on plate material.



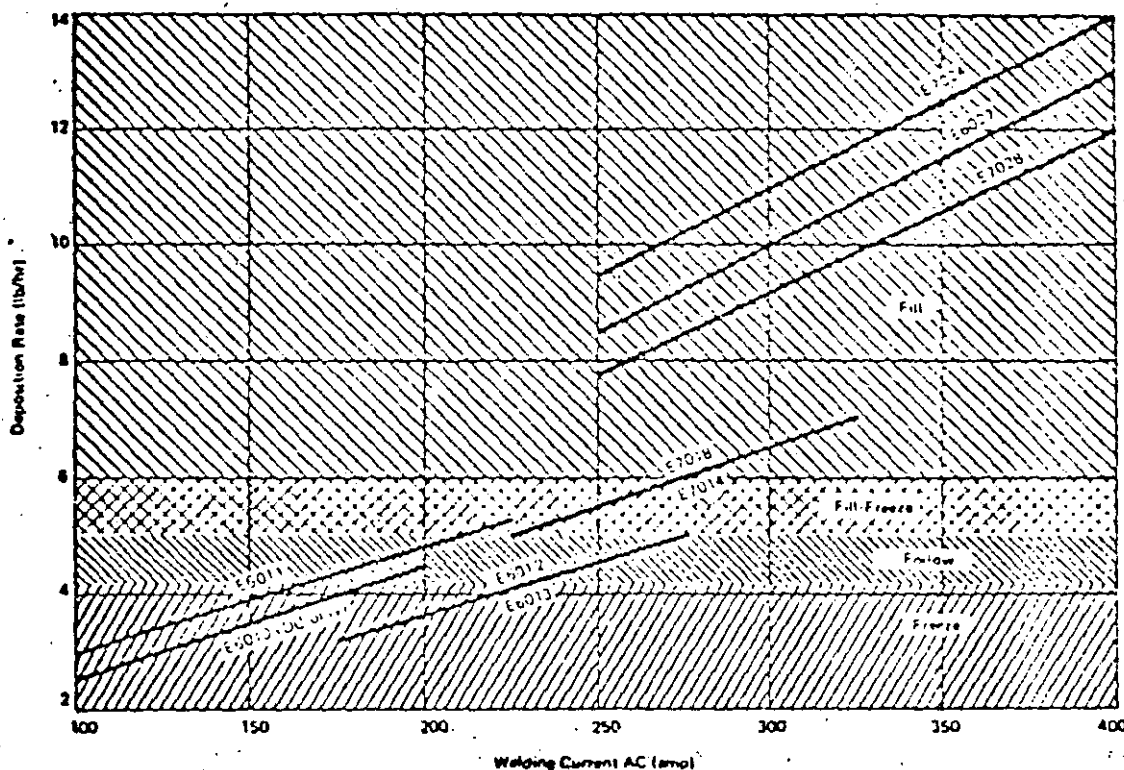


Fig. 6-21. Deposition rates for various mild-steel electrodes.

hermetically sealed containers remain dry indefinitely in good storage conditions. Opened cans should be stored in a cabinet at 250 to 300°F. Supplying weldors with electrodes twice a shift — at the start of the shift and at lunch, for example — minimizes the danger of moisture pickup. Return electrodes to the heated cabinet for overnight storage.

When containers are punctured or opened so that the electrode is exposed to the air for a few days, or when containers are stored under unusually wet conditions, low-hydrogen electrodes pick up moisture. The moisture, depending upon the amount absorbed, impairs weld quality in the following ways:

1. A small amount of moisture may cause internal porosity. Detection of this porosity requires X-ray inspection or destructive testing. If the base metal has high hardenability, even a small amount of moisture can contribute to underbead cracking.
2. A high amount of moisture causes visible external porosity in addition to internal porosity.

3: Severe moisture pickup can cause weld cracks or underbead cracking in addition to severe porosity.

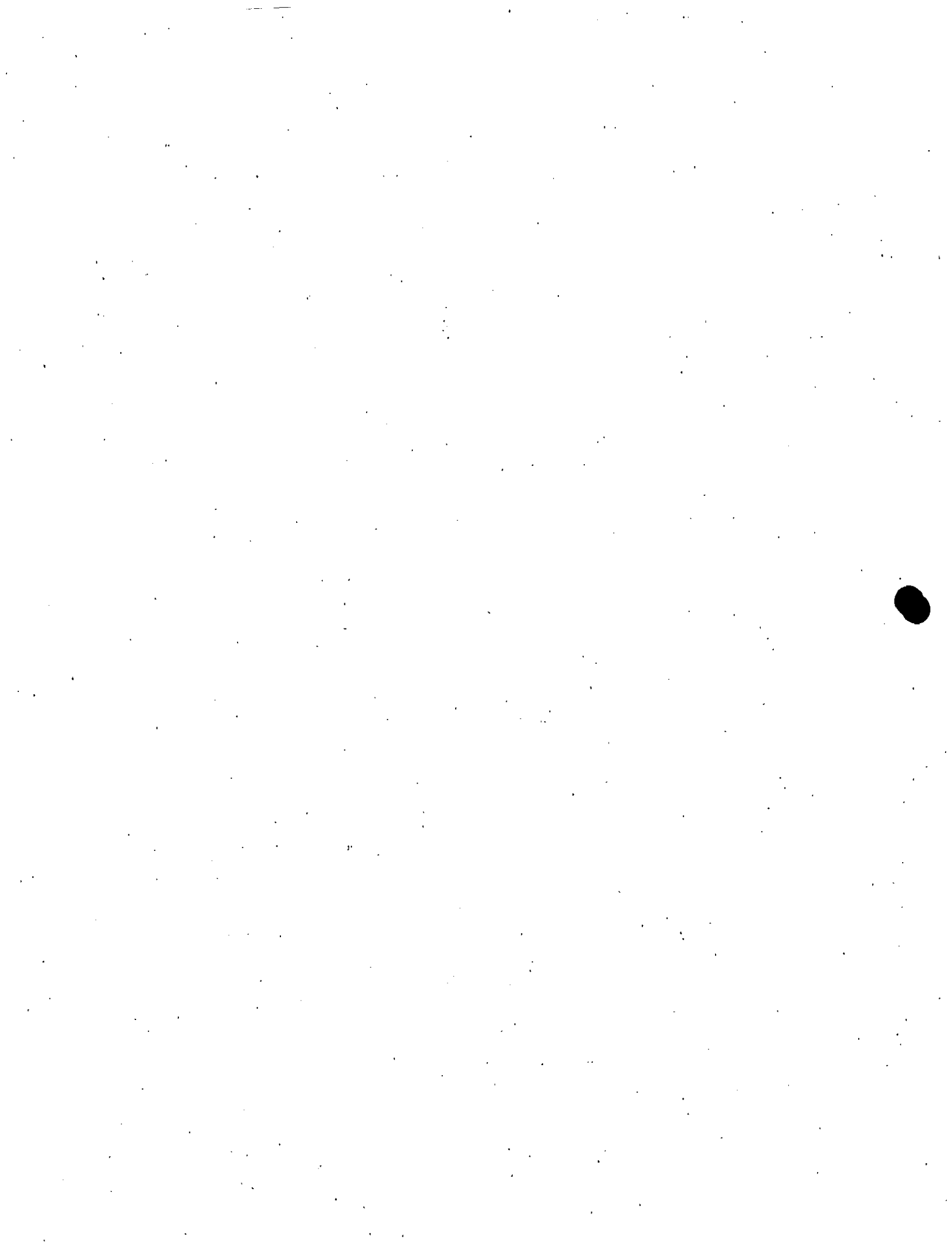
Redrying completely restores ability to deposit quality welds. The proper redrying temperature depends upon the type of electrode and its condition. Drying procedures are listed in Table 6-14.

SUMMARY OF ELECTRODES FOR MILD STEEL

In the AWS specification A5.1-69 there are 12 different classifications of electrodes for welding mild steel. Each classification has different operating characteristics, and a summary of these characteristics is given in Table 6-15. The deposition rates for the electrodes in Table 6-15 are shown in Fig. 6-21.

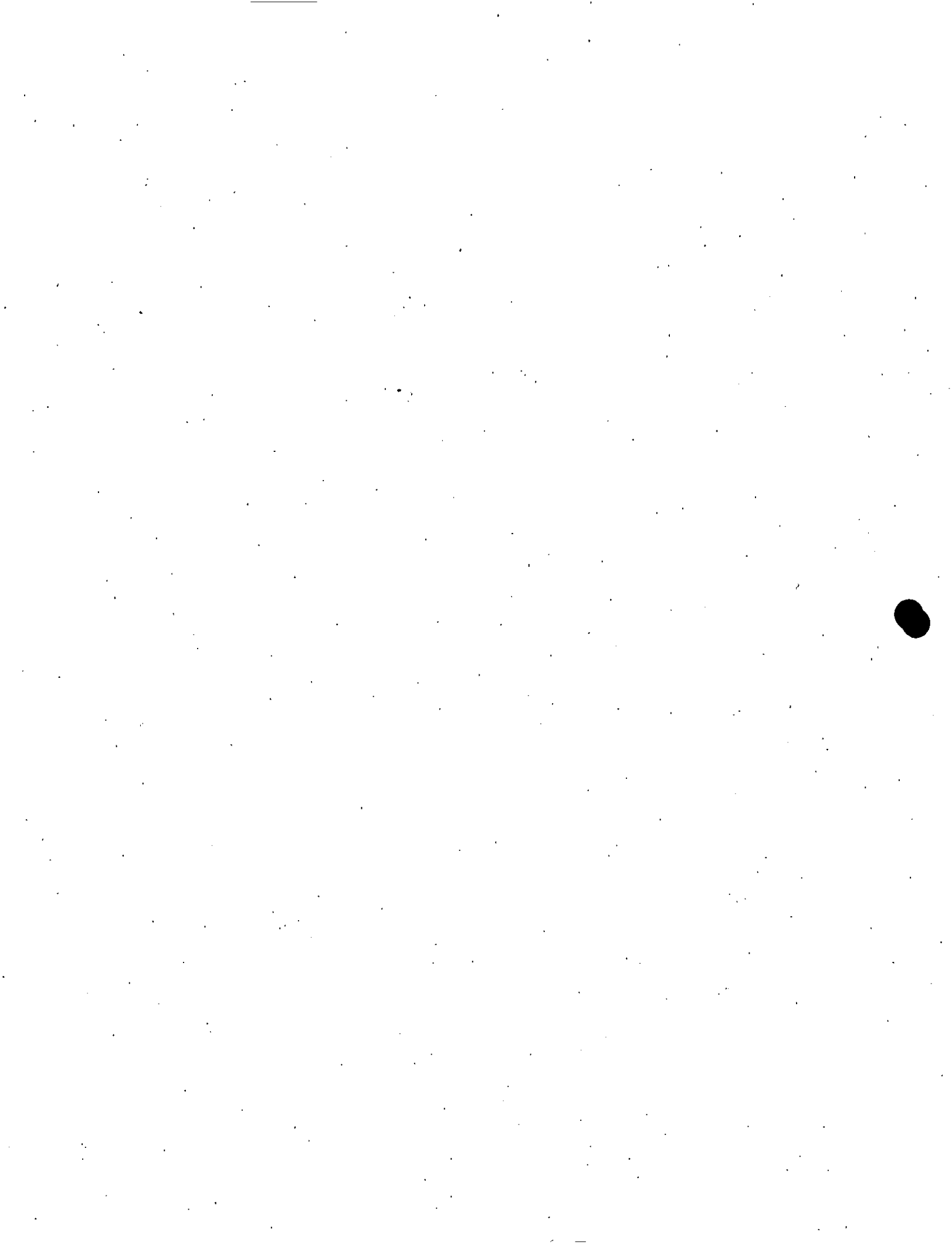
ALLOY-STEEL ELECTRODES

Alloy content of the weld deposit is not critically important in the welding of common grades of steel. As discussed in the immediately preceding portions of this section, electrode selection for these



45 WELDED JOINTS Standard symbols

BASIC WELD SYMBOLS									
BACK	FILLET	PLUG OR SLOT	GROOVE OR BUTT						
			SQUARE	V	BEVEL	U	J	FLARE V	FLARE BEVEL
SUPPLEMENTARY WELD SYMBOLS									
BACKING	SPACER	WELD ALL AROUND	FIELD WELD	CONTOUR		For other basic and supplementary weld symbols, see AWS A2.4-79			
				FLUSH	CONVEX				
STANDARD LOCATION OF ELEMENTS OF A WELDING SYMBOL									
<p>Finish symbol</p> <p>Contour symbol</p> <p>Root opening, depth of filling for plug and slot welds</p> <p>Effective throat</p> <p>Depth of preparation or size in inches</p> <p>Reference line</p> <p>Specification, process or other reference</p> <p>Tail (omitted when reference is not used)</p> <p>Basic weld symbol or detail reference</p>							<p>Groove angle or included angle of countersink for plug welds</p> <p>Length of weld in inches</p> <p>Pitch (i.e. line spacing) of welds in inches</p> <p>Field weld symbol</p> <p>Weld all-around symbol</p> <p>Arrow connects reference line to arrow side of joint. Use break as at A or B to signify that arrow is pointing to the groove or member in bevel or J-grooved joints.</p>		
<p>Note:</p> <p>Size, weld symbol, length of weld and spacing must read in that order from left to right along the reference line. Neither orientation of reference line nor location of the arrow affect this rule.</p> <p>The perpendicular leg of Δ, V, P, \checkmark weld symbols must be at left.</p> <p>Arrow and Other Side welds are of the same size unless otherwise shown. Dimensions of fillet welds must be shown on both the Arrow Side and the Other Side Symbol.</p> <p>The point of the field weld symbol must point toward the tail.</p> <p>Symbols apply between abrupt changes in direction of welding unless governed by the "all around" symbol or other weld dimensioning.</p> <p>These symbols do not explicitly provide for the case that frequently occurs in structural work, where duplicate material (such as stiffeners) exists on the far side of a web or gusset plate. The fabricating industry has adopted the convention that when the filling of the detail indicates the existence of a member on the far side as well as on the near side, the welding shown for the near side shall be duplicated on the far side.</p>									



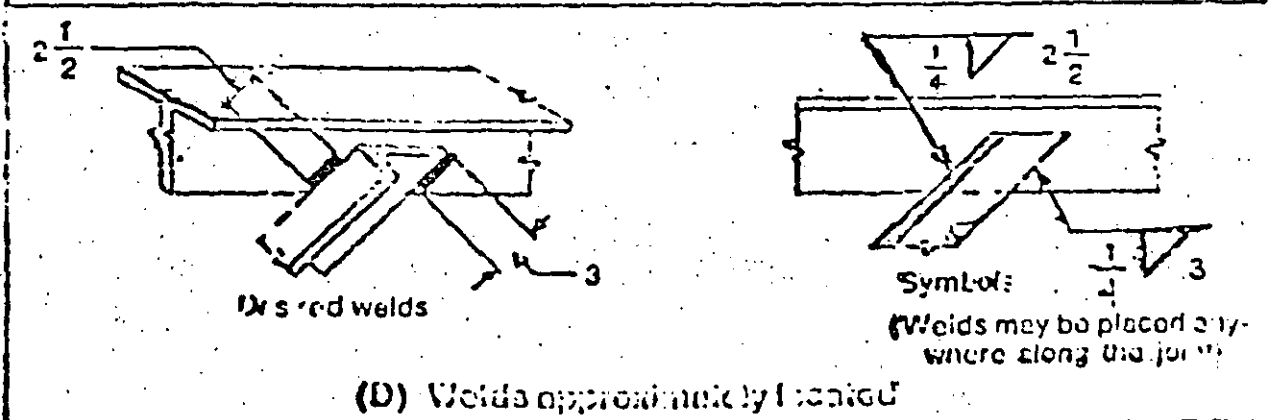
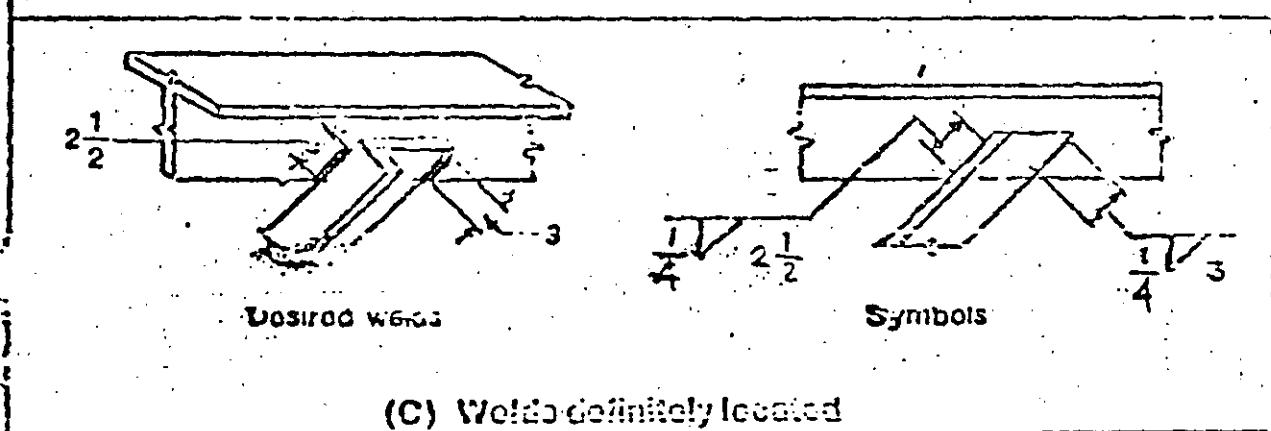
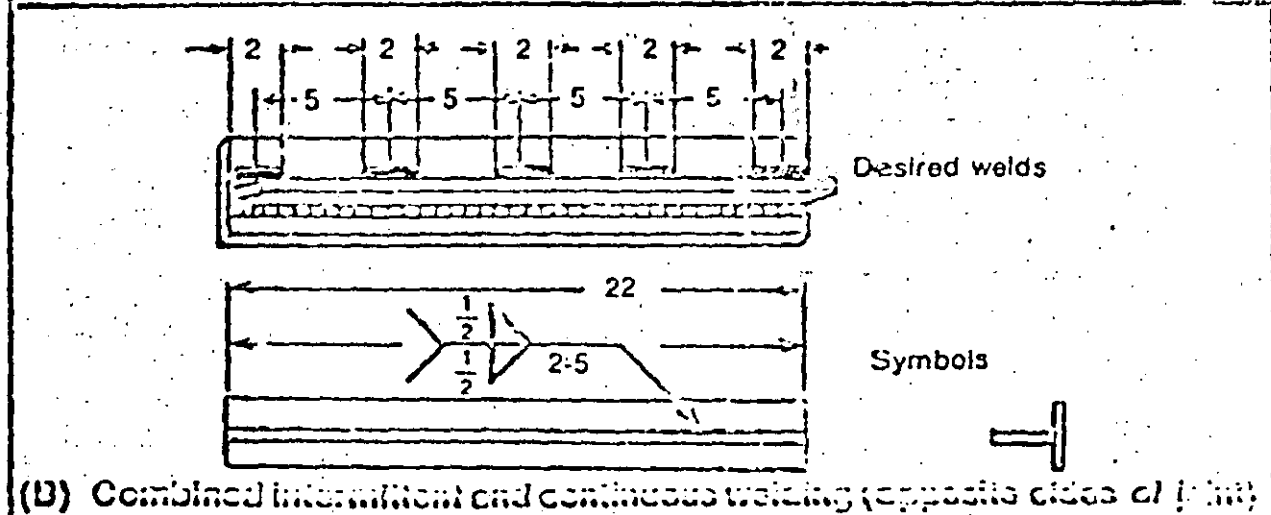
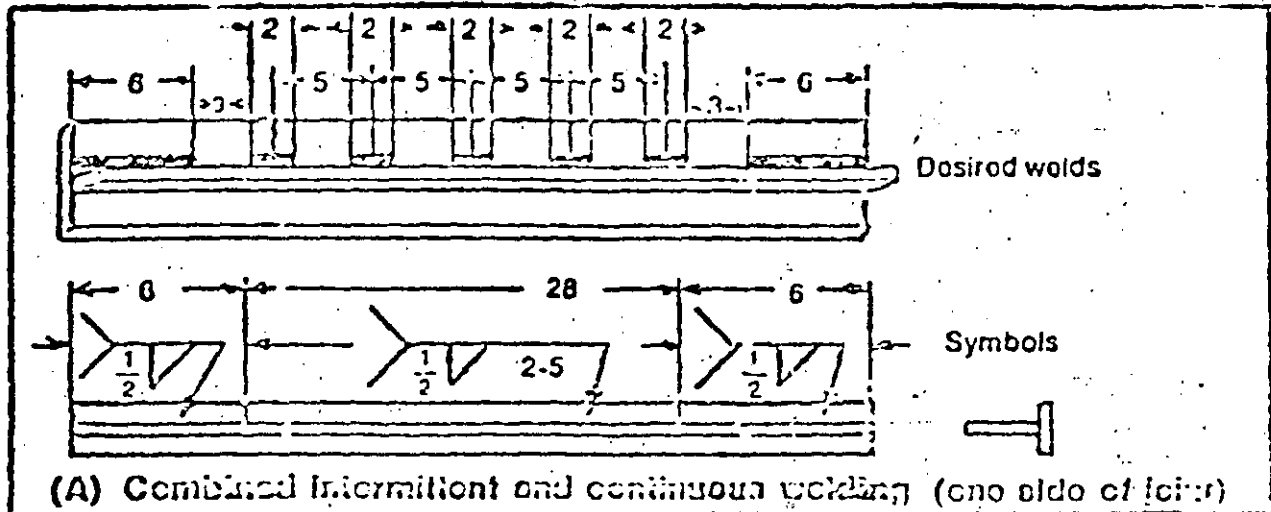


Fig. 7--Designation of location and extent of fillet welds.

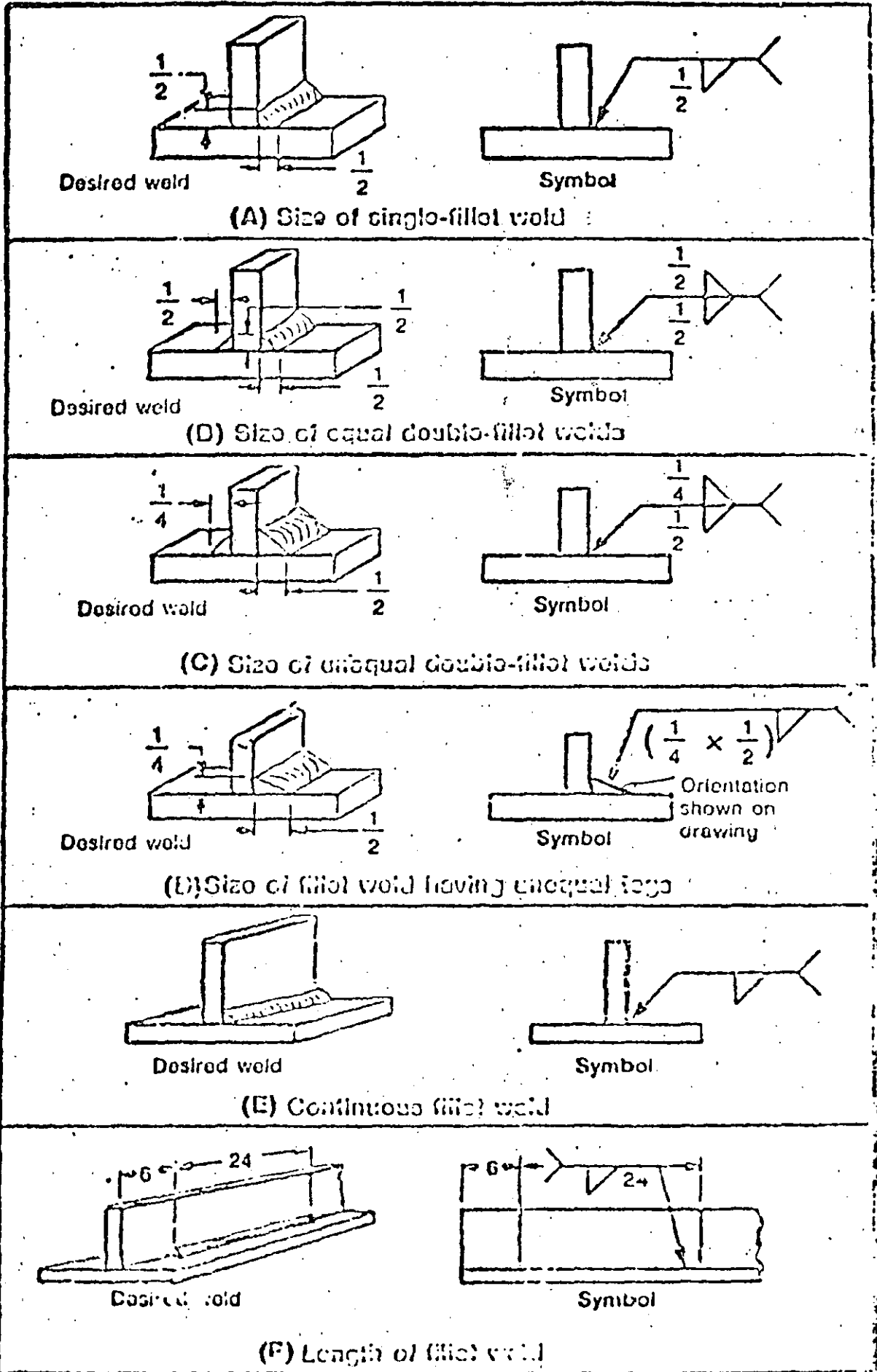
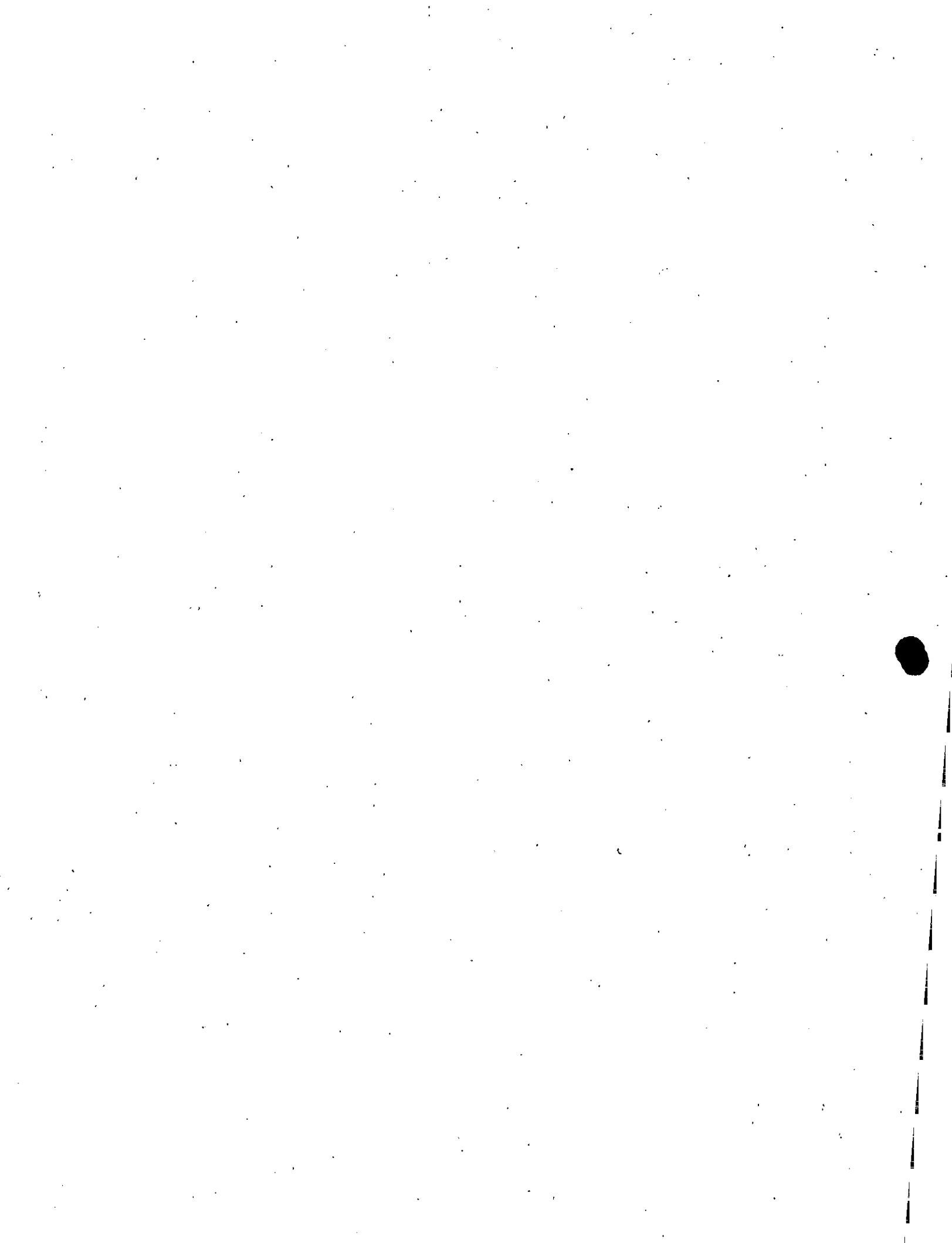
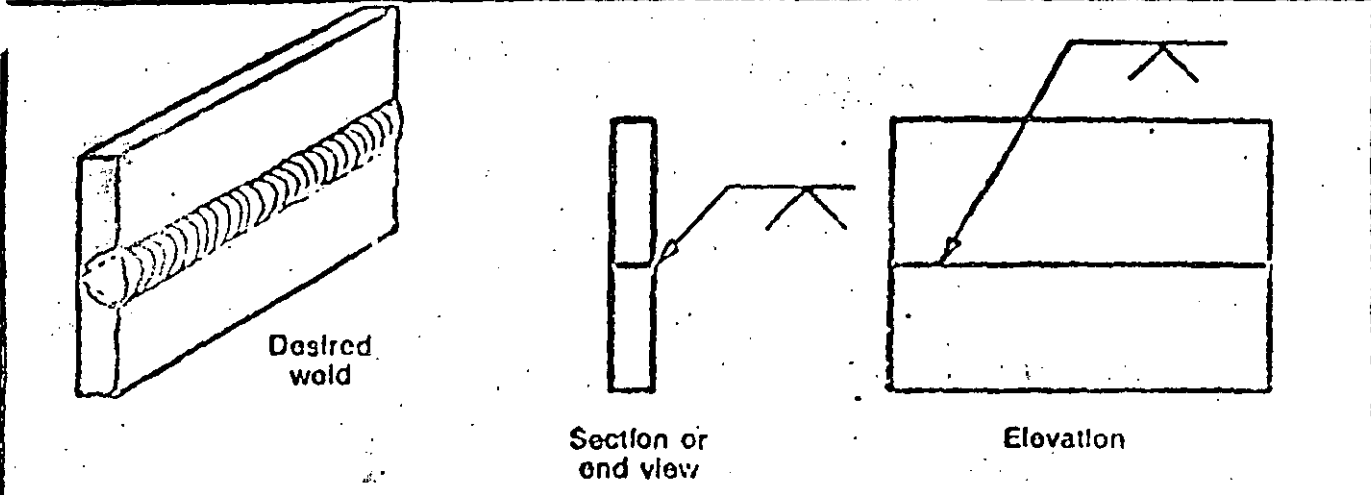
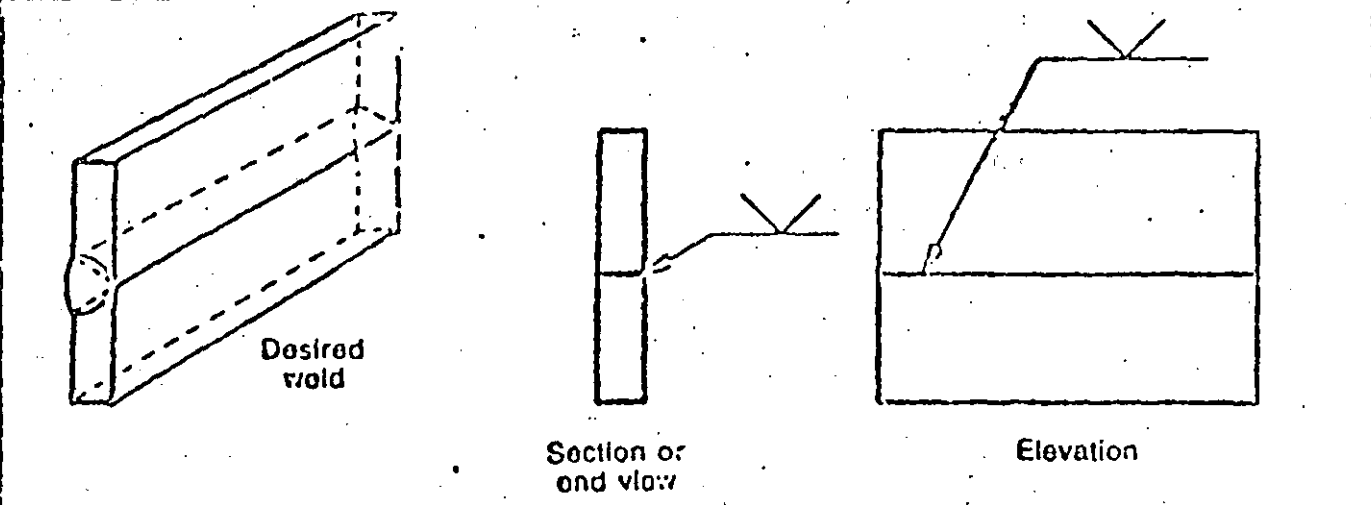


Fig. 13--Application of dimensions to fillet weld symbols.

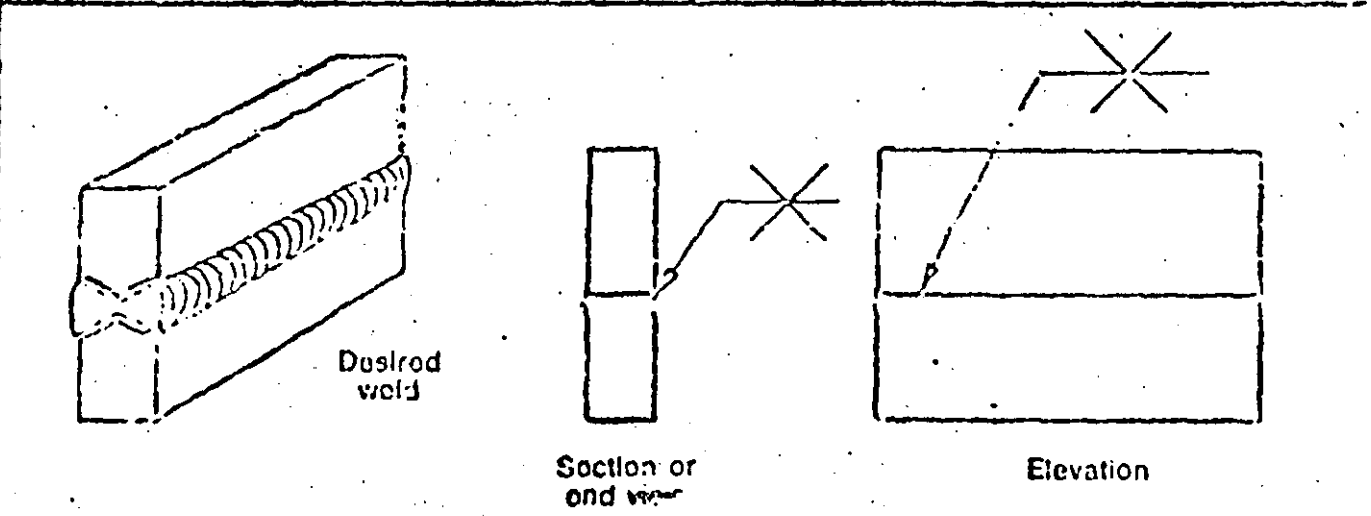




(A) Arrow side V-groove weld symbol

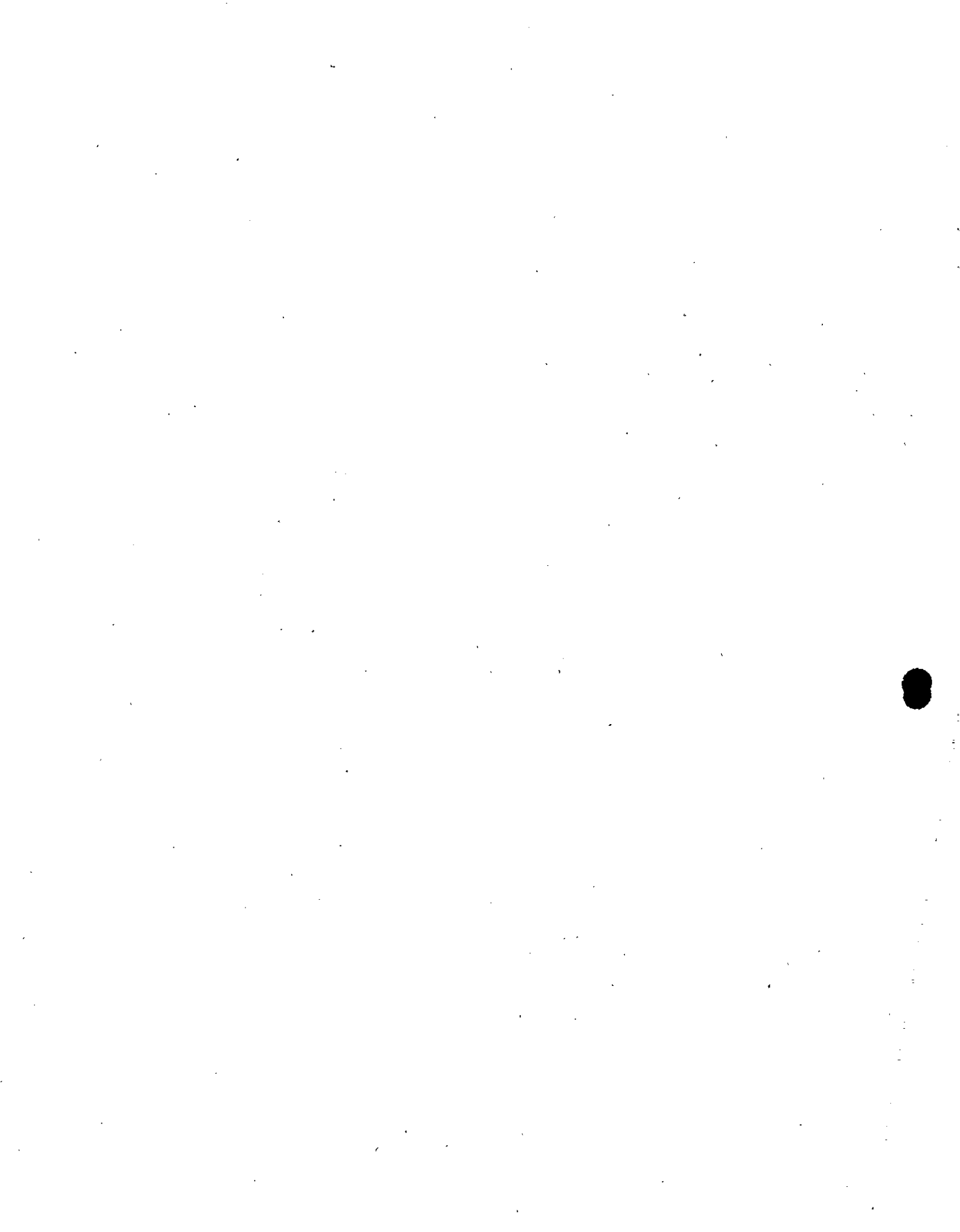


(B) Other side V-groove weld symbol



(C) Both sides V-groove weld symbol

Fig. 5—Application of arrow side and other side convention.



22/WELDING SYMBOLS

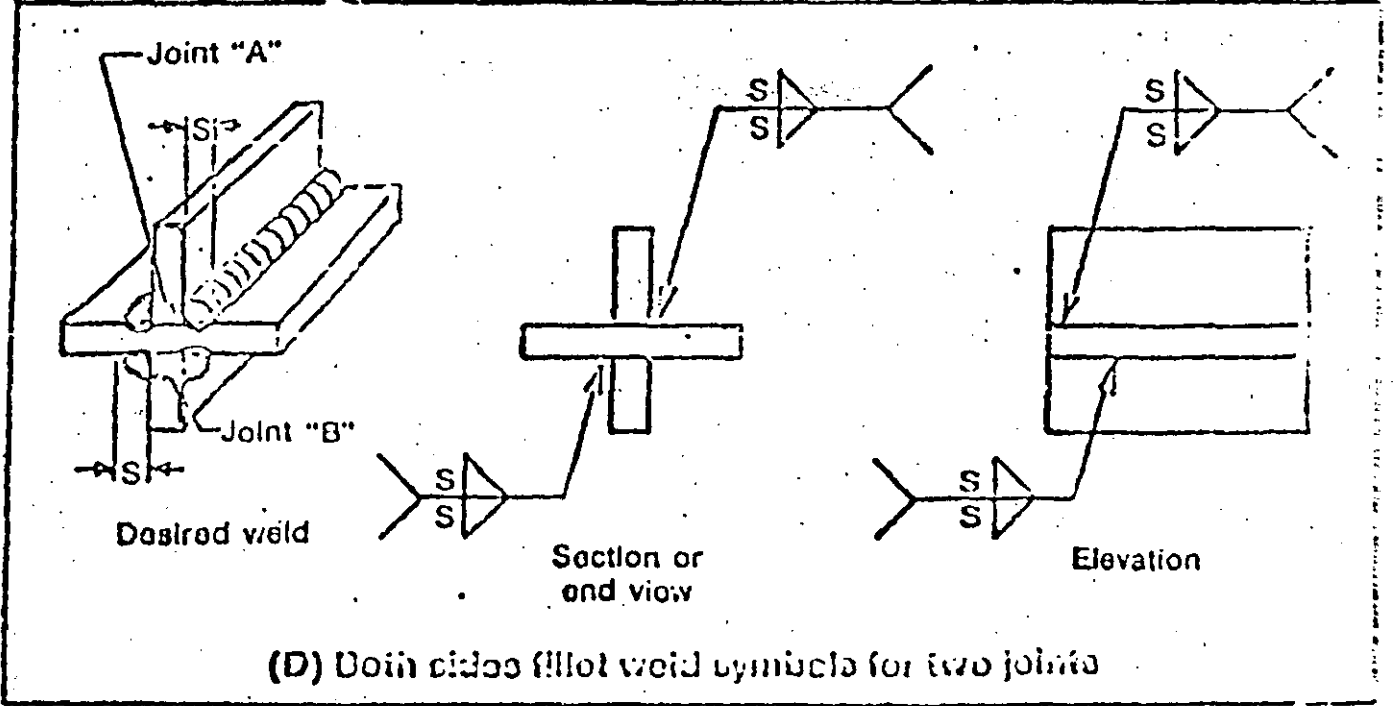
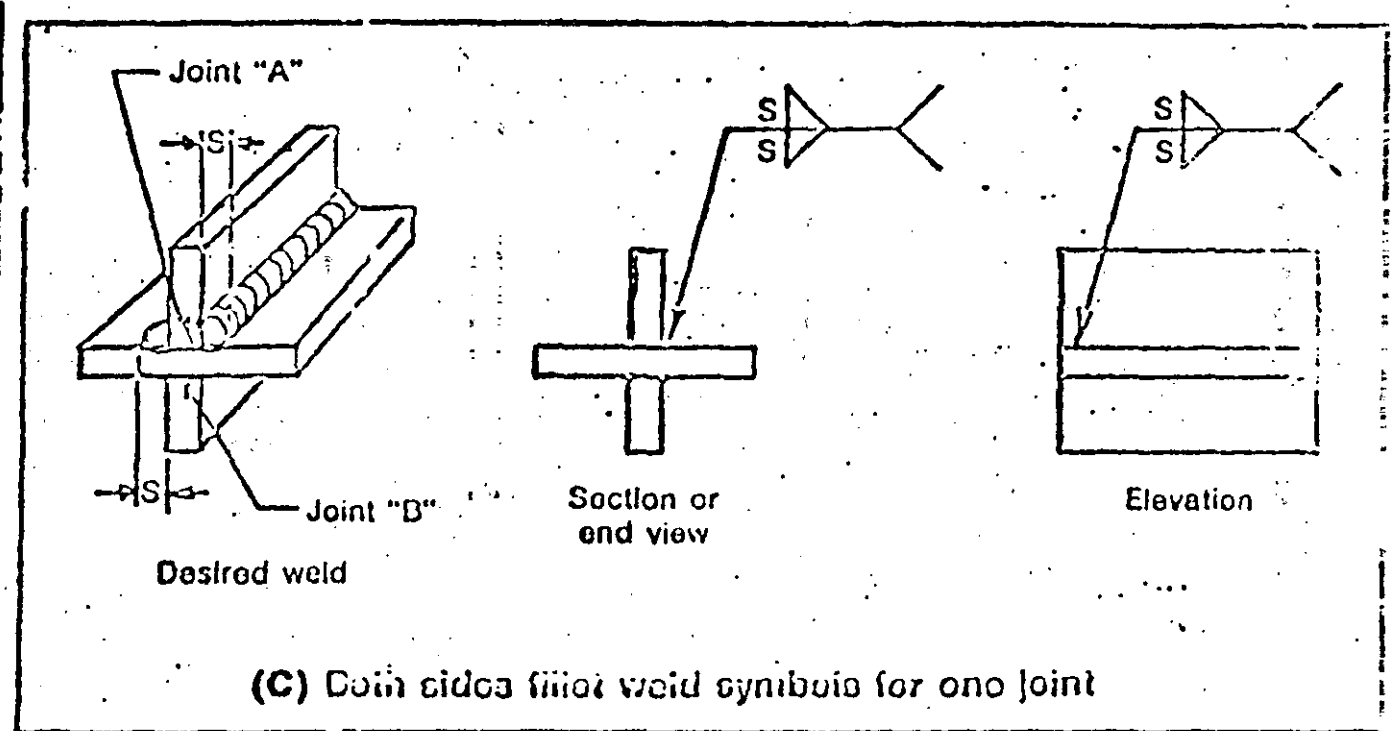


Fig. 15 (cont.)—Application of fillet weld symbols.

52/WELDING SYMBOLS

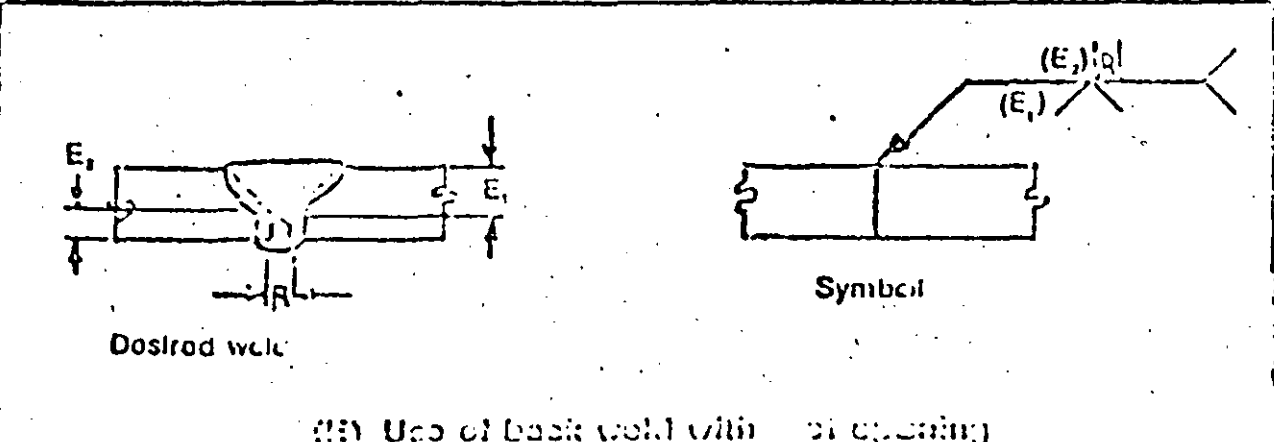
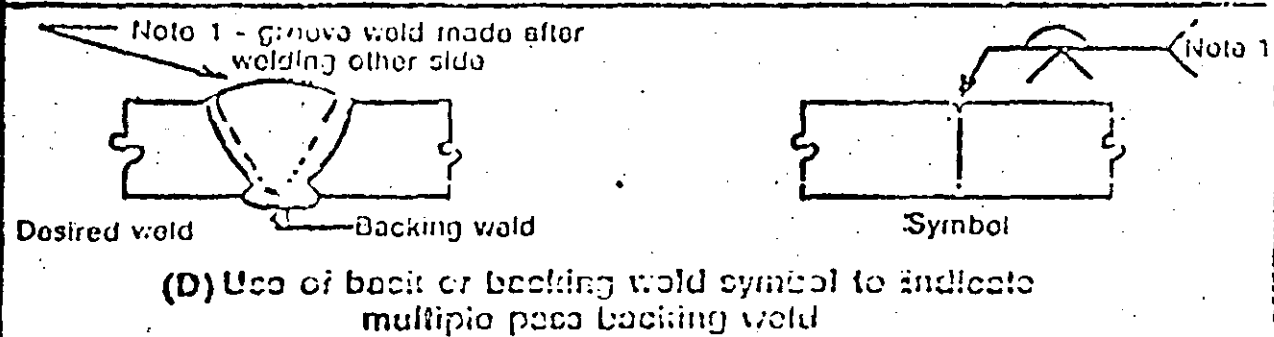
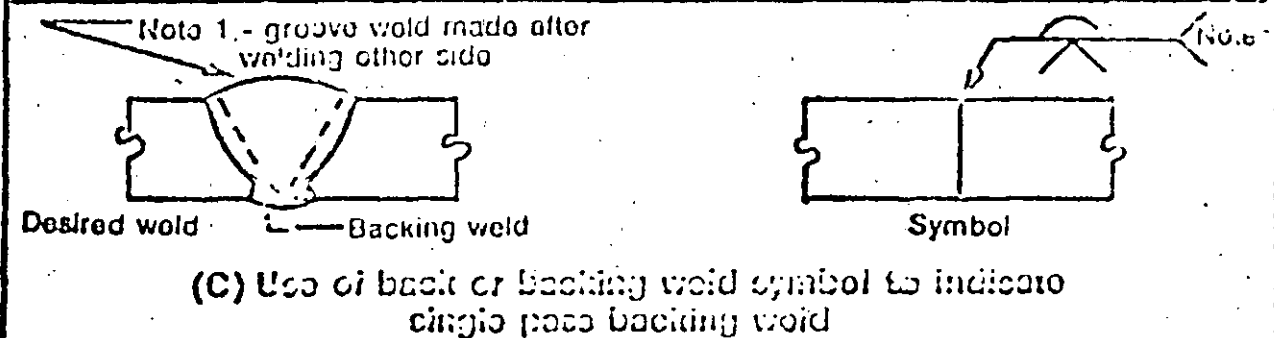
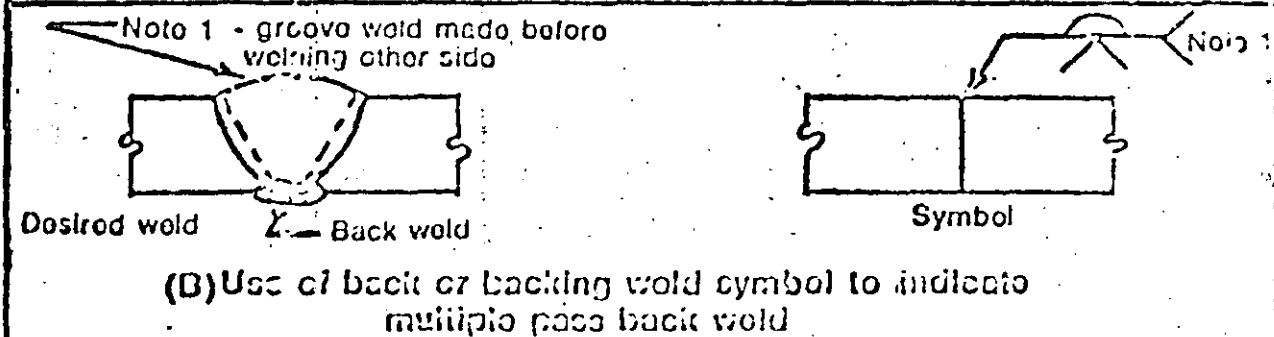
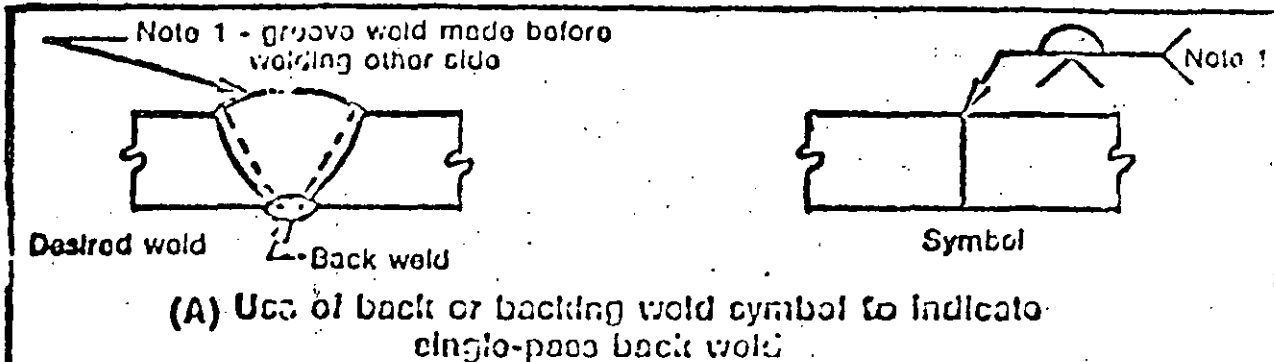
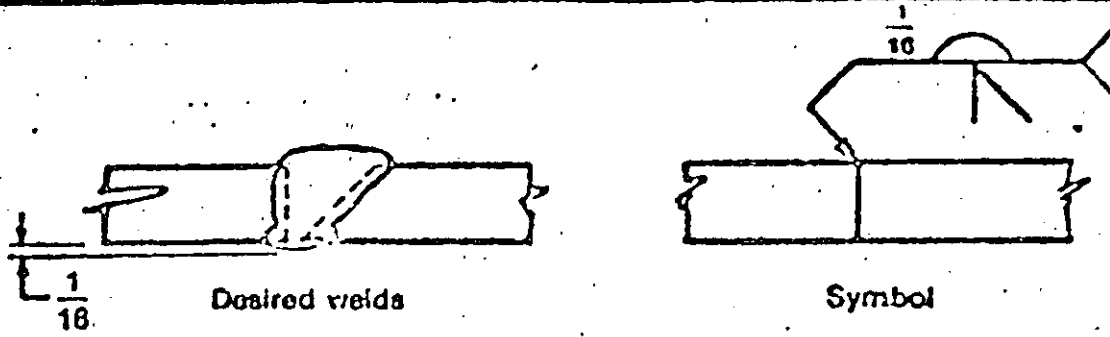
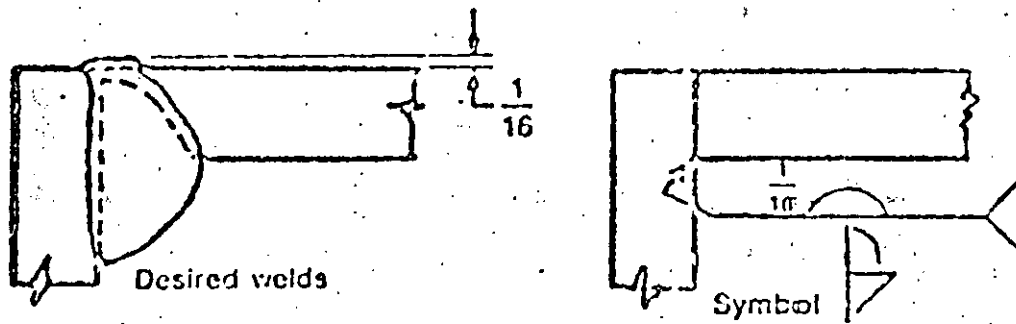


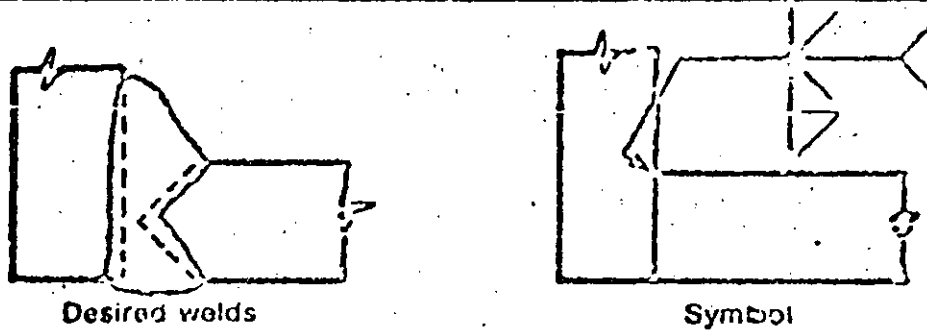
Fig. 35 - Application of back or backing weld symbol.



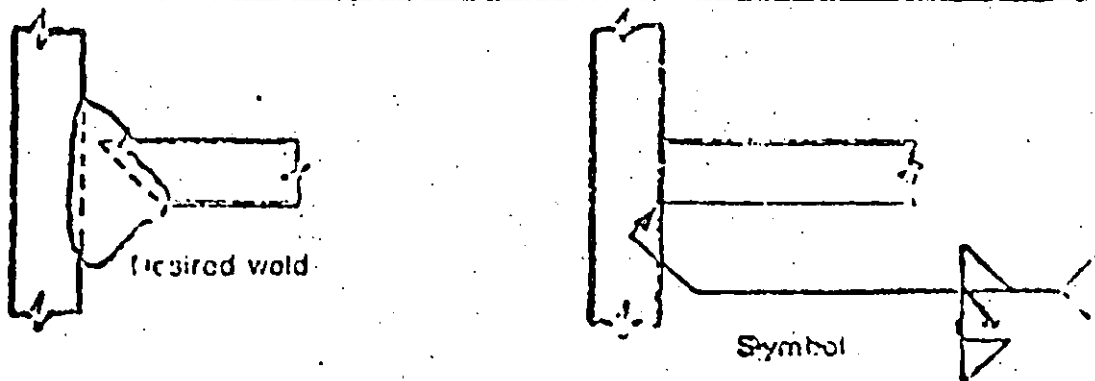
(A) Single-bevel-groove and back or backing weld symbols



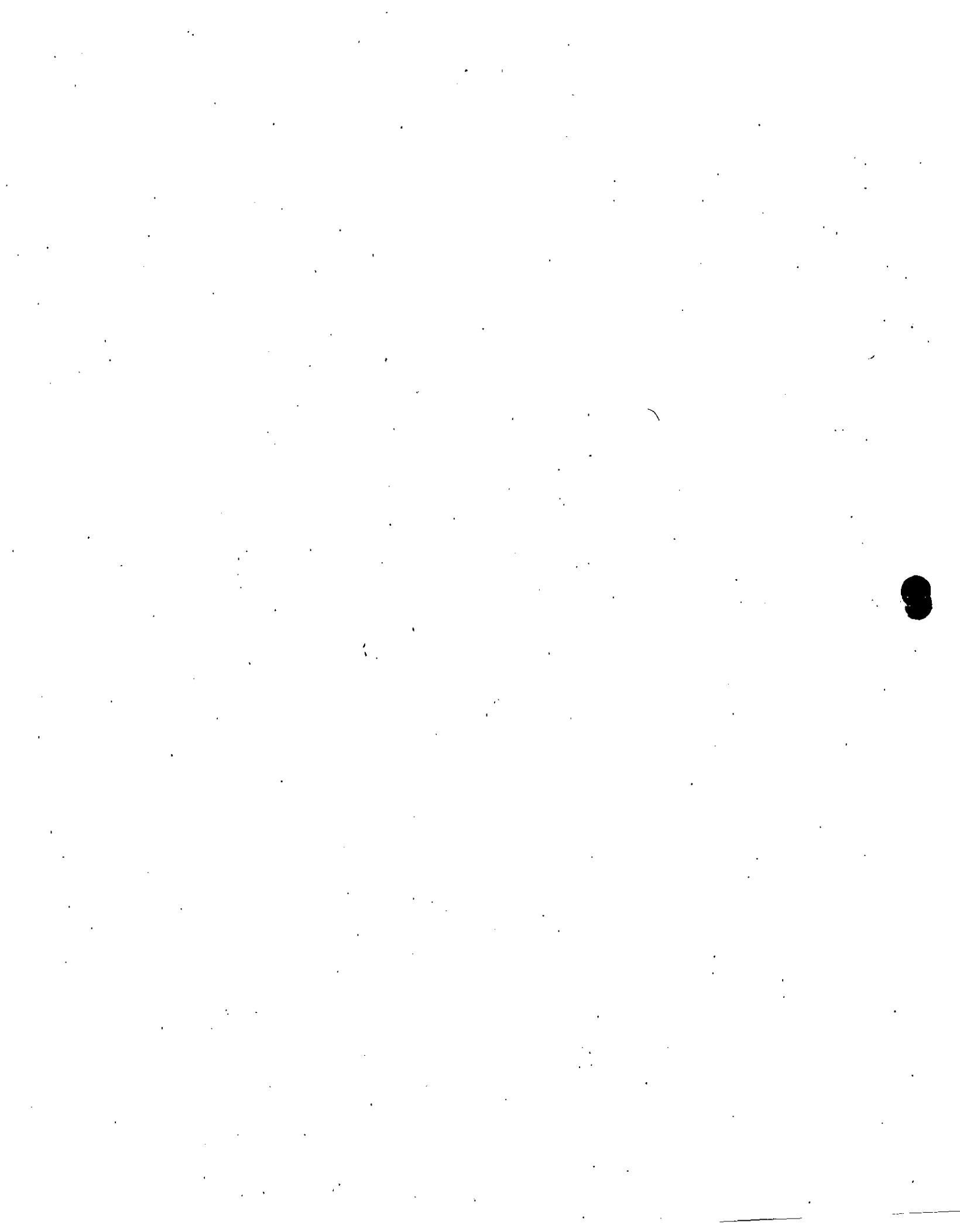
(B) Back or backing, single-J-groove and fillet weld symbols

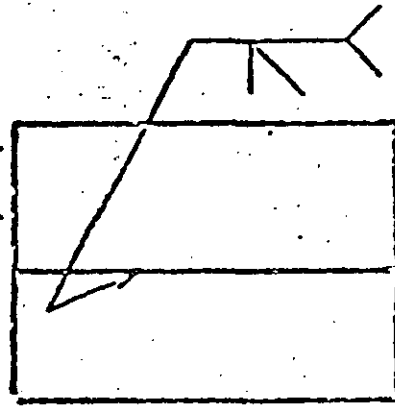
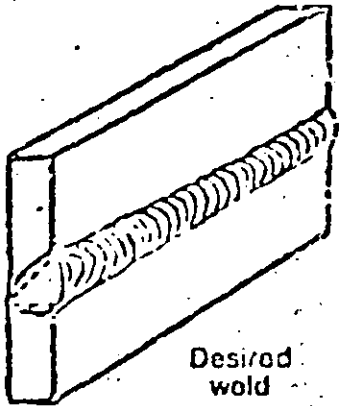


(C) Fillet and double-bevel-groove weld symbols

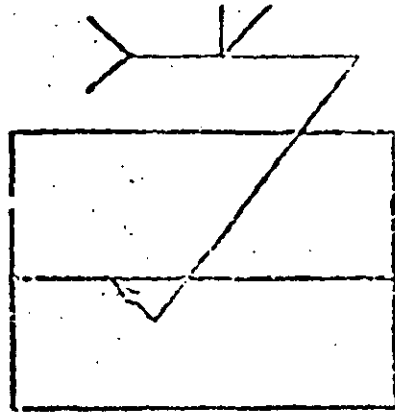
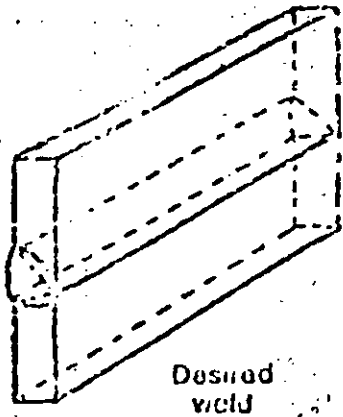


(D) Single-bevel-groove and double fillet weld symbols

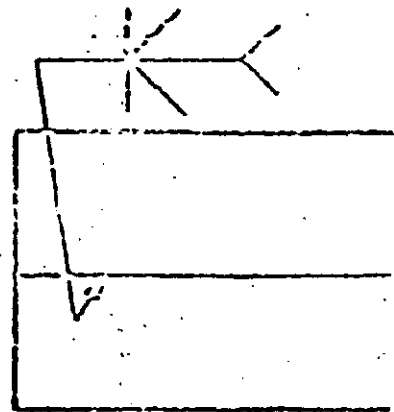
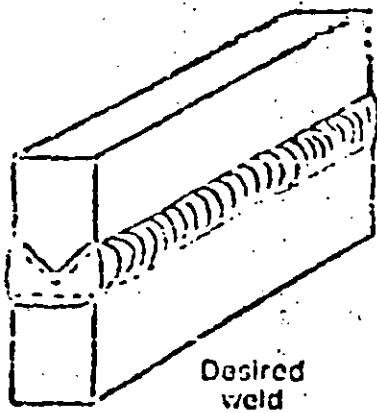




(A) Arrow side



(B) Other side



(C) Both sides

Fig. 9—Application of break in arrow of welding symbol (three-view weld).

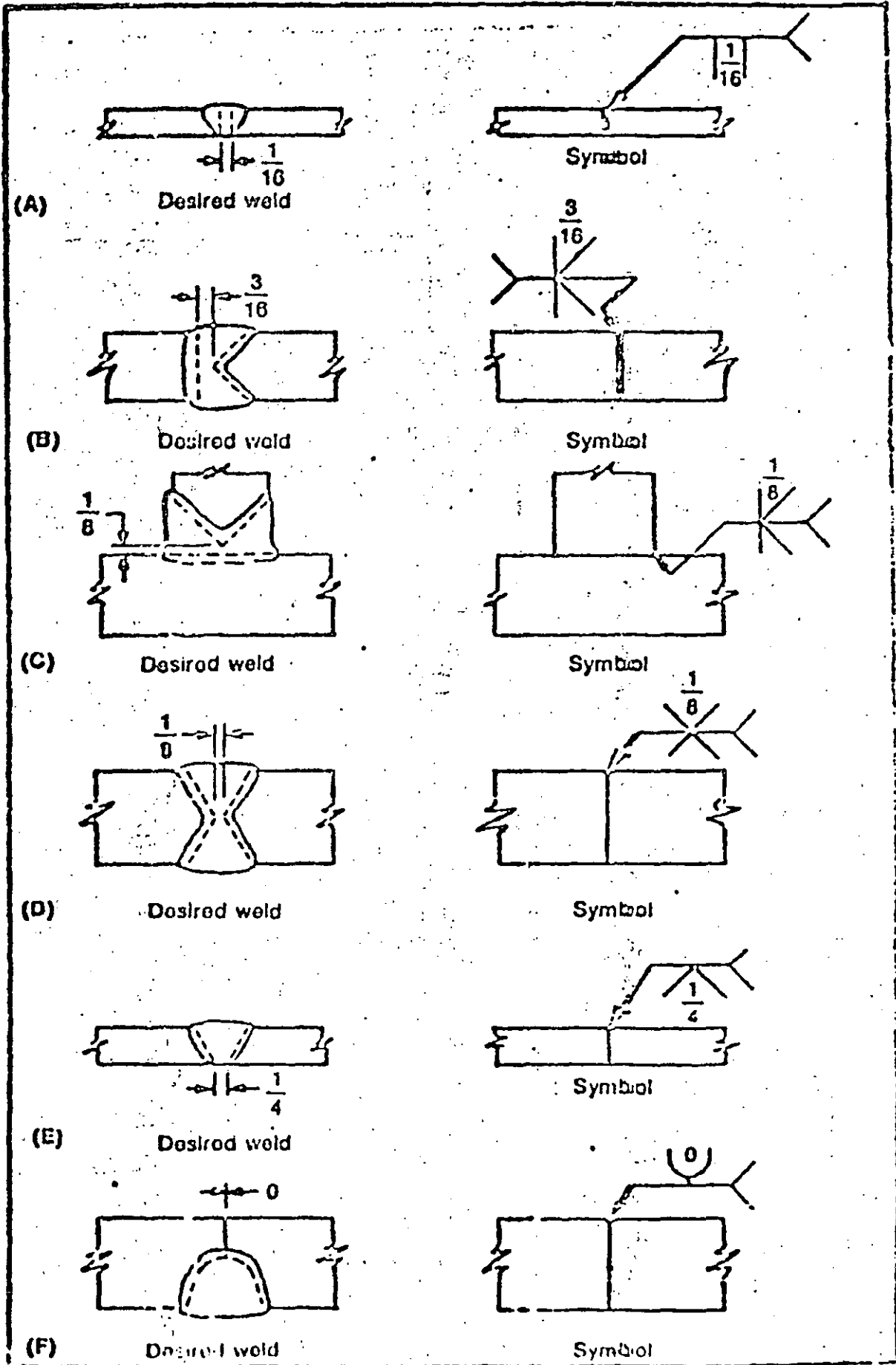


Fig. 12—Designation of root opening of groove welds.



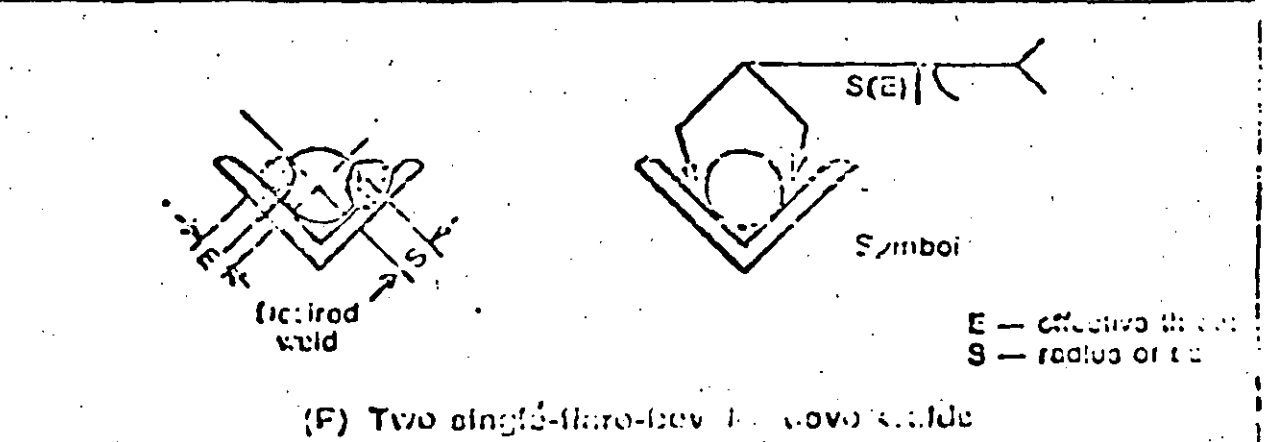
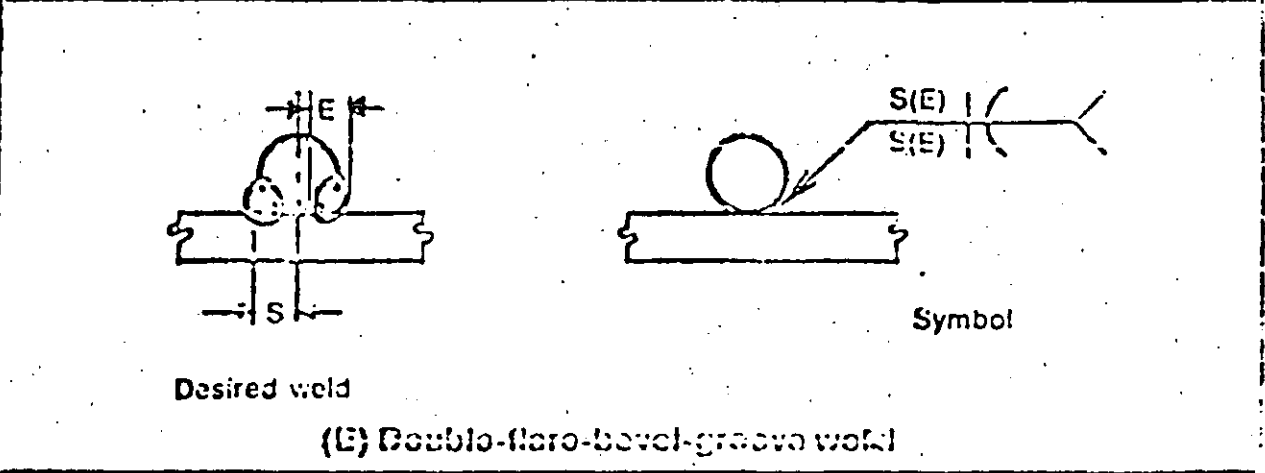
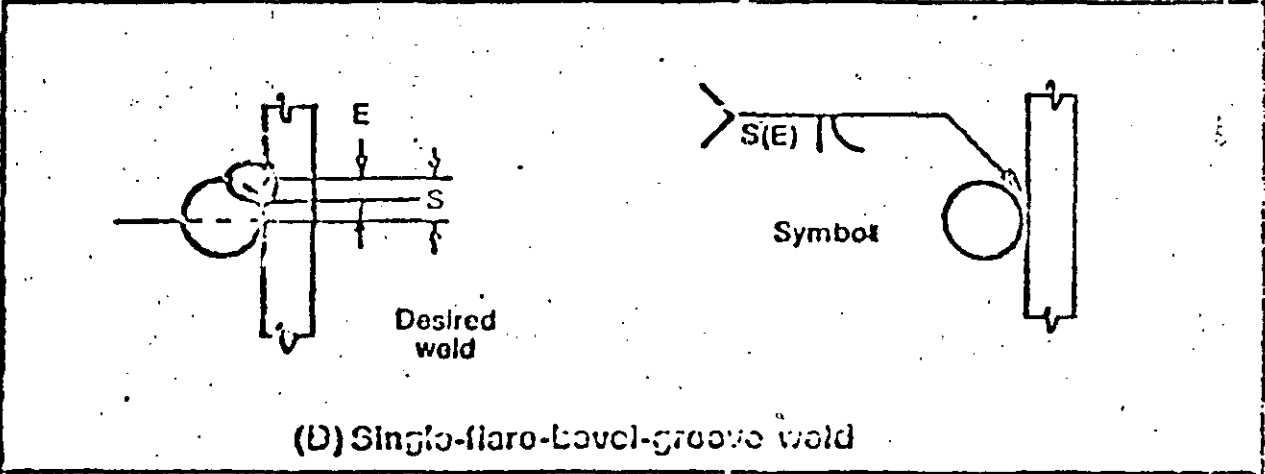
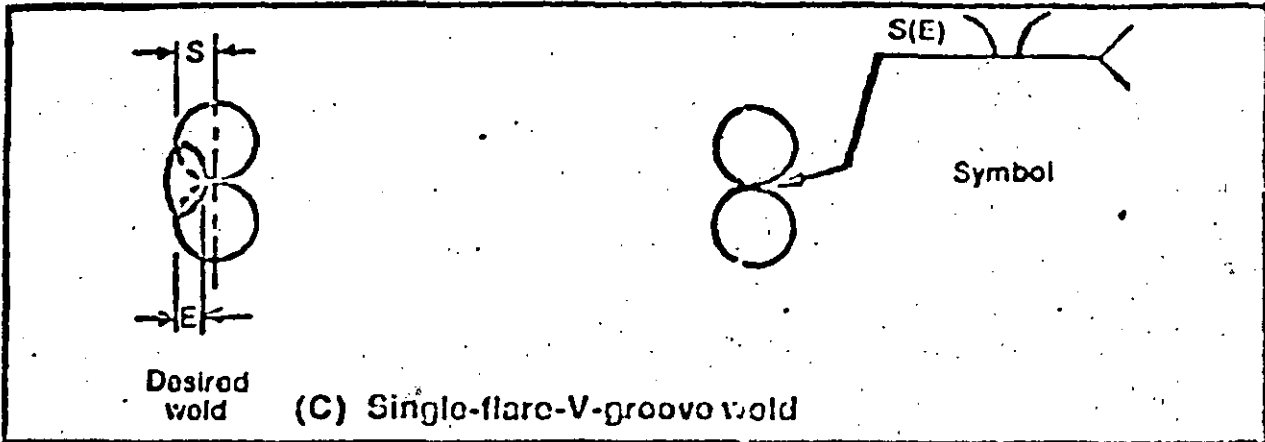


Fig. 31 (cont.) Application of flare-bevel- and flare-V-groove weld symbols

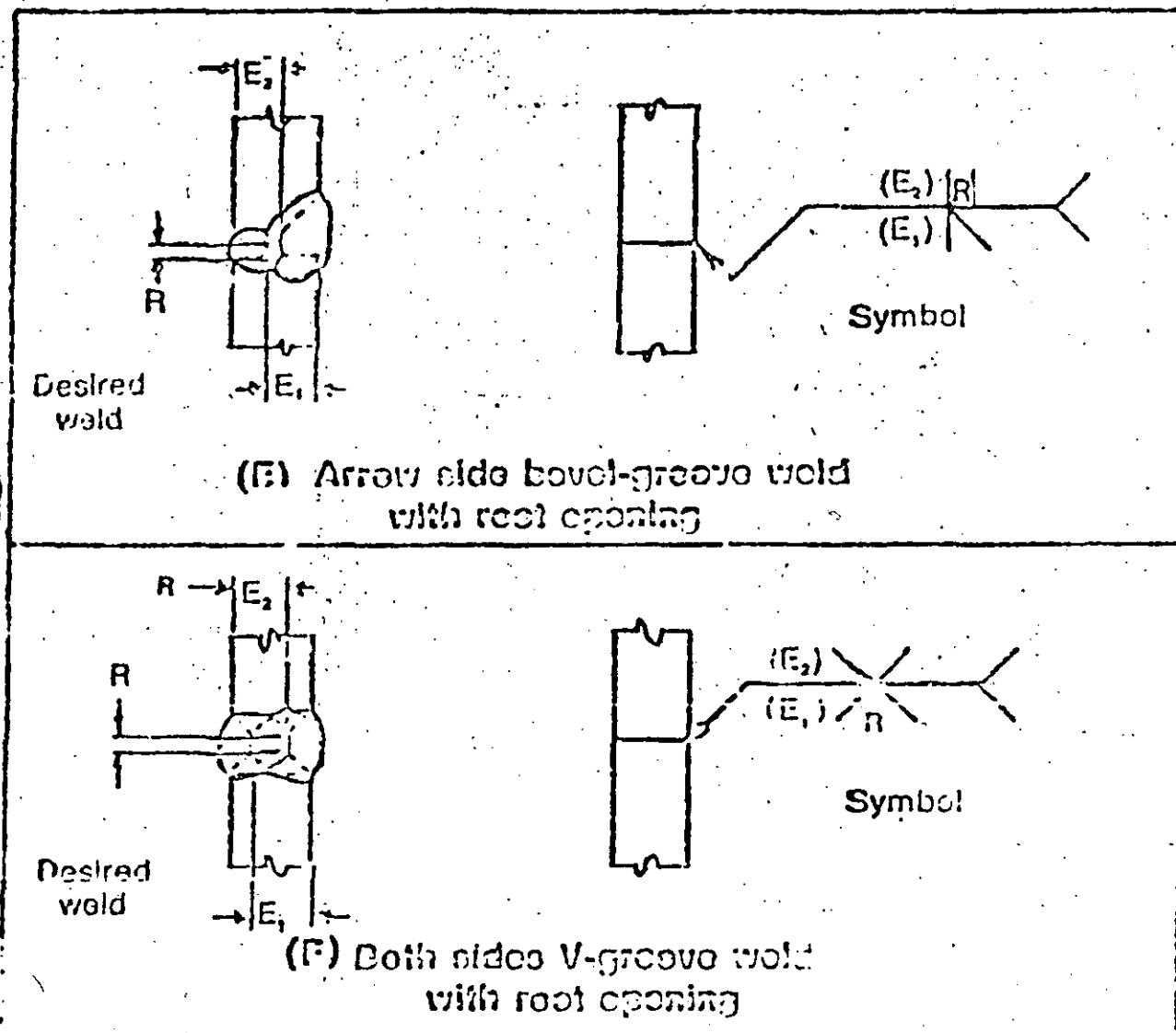


Fig. 26 (cont.)—Designation of effective throat of groove welds with specified joint preparation.



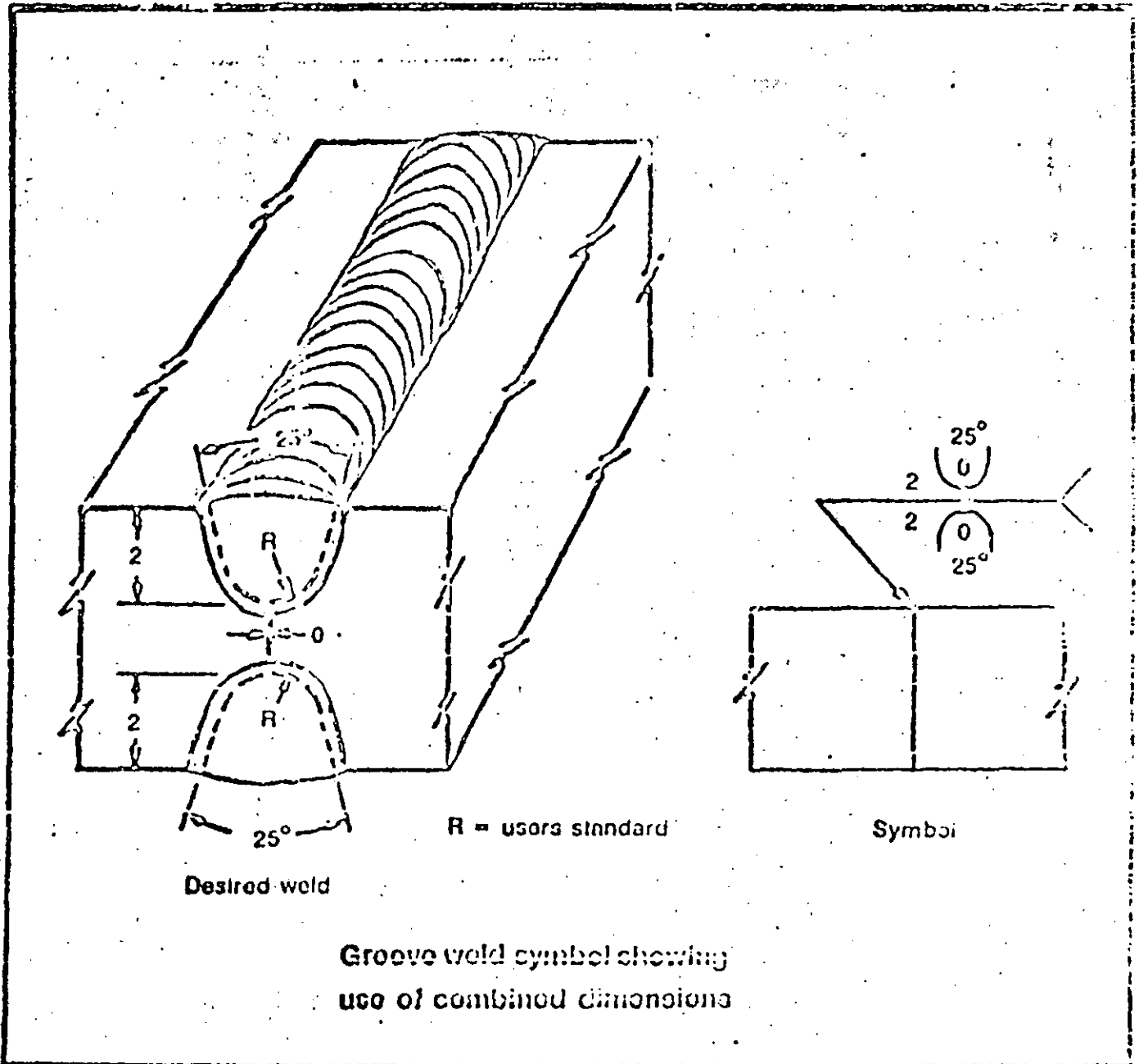


Fig. 24—Application of dimensions to groove weld symbols.



Weldability of Carbon and Low-Alloy Steels

Carbon and low-alloy steels are the work-horse materials for construction and transportation equipment and for industrial and consumer products of many types. They comprise over 90% of total steel production, and more carbon steel is used in product manufacture than all other metals combined.

Sections 6.1 through 6.7 discuss the weldability of these important materials and the various welding processes that are used for joining them. Selection and operational considerations for each process include details on electrodes, filler wires, welding techniques and procedures, process variables, qualifications requirements, welding equipment, fixtures, and other necessary information for designers, welding engineers, and weldors.

Most steels can be welded, but satisfactory joints cannot be produced in all grades with equal ease. A metal is considered to have good weldability if it can be welded without excessive difficulty or the need for special and costly procedures and the weld joints are equal in all necessary respects to a similar piece of solid metal. Weldability varies with the grade, chemistry, and mechanical properties of the steel, and, when weld joining is to be a major factor in the attachment of steel parts, weldability should be given proper attention in specifying and ordering materials for the job.

STEEL SPECIFICATION

Several methods are used to identify and specify steels. These are based on chemistry, on mechanical properties, on an ability to meet a standard specification or industry-accepted practice, or on an ability to be fabricated into a certain type of product.

Specifying by Chemistry

desired composition can be produced in one of three ways: to a maximum limit, to a minimum limit, or to an acceptable range.

For economical, high-speed welding of carbon-steel plate, the composition of the steel should be within the "preferred-analysis" ranges indicated in Table 6-1. If one or more elements varies from the

TABLE 6-1. Preferred Analyses for Steels To Be Arc-Welded

Element	Composition (%)	
	Preferred	High*
Carbon	0.05 to 0.25	0.35
Manganese	0.35 to 0.80	1.40
Silicon	0.10 or less	0.30
Sulfur	0.035 or less	0.05
Phosphorus	0.030 or less	0.04

* Additional care is required in welding of steels containing these amounts of the elements listed.

ranges shown, cost-increasing methods are usually required to produce good welding results. Thus, steels within these ranges should be used whenever extensive welding is to be done unless their properties do not meet service requirements. Published welding procedures generally apply to normal welding conditions and to the more common preferred-analysis mild steels. Low-hydrogen electrodes and processes will generally tolerate a wider range of the elements than shown in Table 6.1.

If the chemical specification of a steel falls outside of the preferred-analysis range, it is usually not necessary to use special welding procedures based on the extremes allowed by the specification. The chemistry of a specific heat, under average mill-production conditions, may be considerably below the top limits indicated in the specification. Thus, for maximum economy, welding procedures for any type of steel should be based on actual rather than allowed chemistry values. A mill test report* can be obtained that gives the analysis of a heat of steel. From this information, a welding procedure can be established that ensures production of quality welds at lowest possible cost.

Standard carbon and alloy steels are identified by AISI (American Iron and Steel Institute), SAE

* A mill test report is usually based on a ladle analysis and is an average for an entire heat. Most low-carbon steels are rimmed steels, widely used because of their excellent forming and drawing properties. The analysis of a rimmed steel varies from the first ingot to the last ingot of a single heat and also from the top to the bottom of a single ingot. Thus, a mill test report is an average and should be interpreted as such.

Most of the hydrogen escapes through the weld into the air

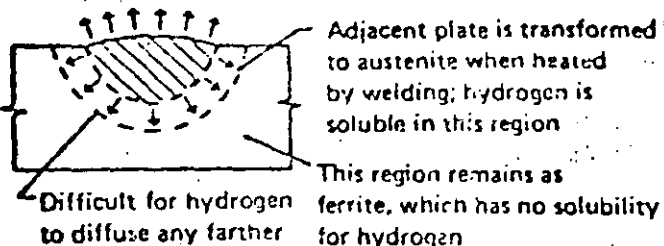


Fig. 6-3. Austenitic heat-affected zone of a weld has high solubility for hydrogen. Upon cooling, the hydrogen builds up pressure that can cause underbead cracking.

tensile strengths of 100,000 psi and higher. The discussions on specific steels include recommendations for welding these materials.

The second factor that promotes underbead cracking — the pickup and retention of hydrogen — is also influenced by the cooling rate from the welding temperature. During welding, some hydrogen — a decomposition product of moisture from the air, electrode coating, wire, flux, shielding gas, or the surface of the plate — can dissolve into the molten weld metal and from there into the extremely hot (but not molten) base metal. If cooling occurs slowly, the process reverses, and the hydrogen has sufficient time to escape through the weld into the air. But if cooling is rapid, some hydrogen may be trapped in the heat-affected zone next to the weld metal, as illustrated by Fig. 6-3. The hydrogen is absorbed and produces a condition of low ductility known as hydrogen embrittlement.

One theory suggests that the hydrogen produces a pressure, which — combined with shrinkage stresses and any hardening effect from the chemistry of the steel — causes tiny cracks in the metal immediately under the weld bead (Fig. 6-4). Similar cracks

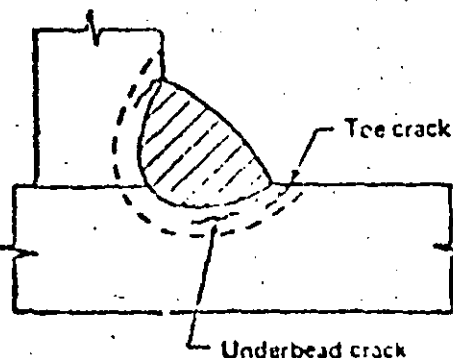


Fig. 6-4. Underbead cracking and toe cracks caused by hydrogen pickup in heat-affected zone of plate

that appear on the plate surface adjacent to the weld are called "toe cracks."

Slower cooling (by welding slower, or by preheating) allows more of the hydrogen to escape and helps control the problem. In addition, the use of low-hydrogen welding materials eliminates the major source of hydrogen and usually eliminates underbead cracking.

Rapid cooling rates occur when the arc strikes on a cold plate — at the start of a weld with no previous weld bead to preheat the metal. The highest cooling rates occur on thick plate and in short tack welds. The effect of weld length on cooling rate can be illustrated by the time required to cool welds from 1600° to 200°F on a 3/4-in. steel plate:

2-1/2-in. weld	1.5 min
4-in. weld	5 min
9-in. weld	33 min

A 9-in.-long weld made on plate at 70°F has about the same cooling rate as a 3-in. weld on a plate that has been preheated to 300°F.

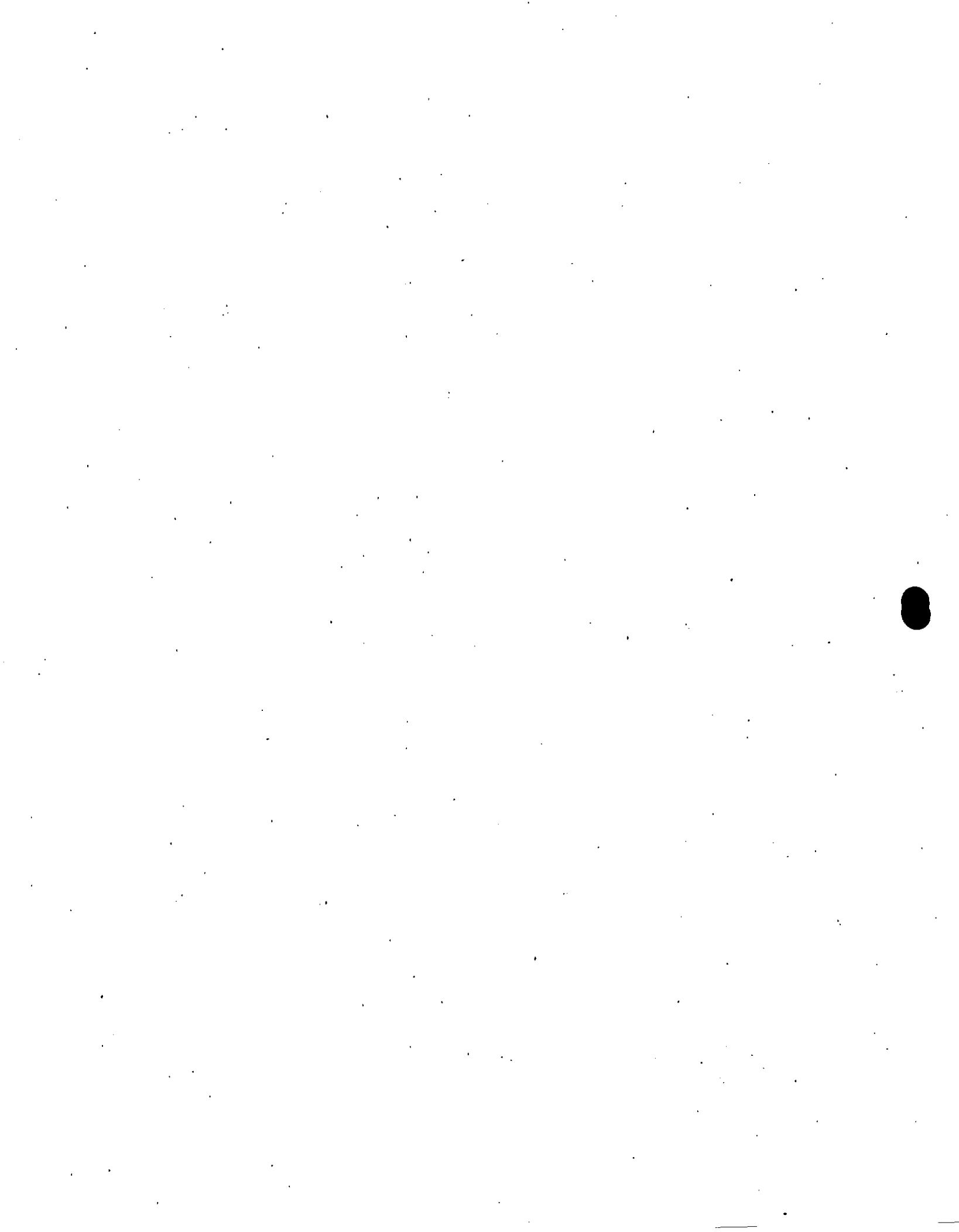
Welds with large cross sections require greater heat input than smaller ones. High welding current and slow travel rates reduce the rate of cooling and decrease the likelihood of cracking.

The Effects of Section Thickness

In a steel mill, billets are rolled into plates or shapes while red hot. The rolled members are then placed on finishing tables to cool. Because a thin plate has more surface area in proportion to its mass than a thick plate, it loses heat faster (by radiation) and cools more rapidly.

If a thick plate has the same chemistry as a thin one, its slower cooling rate results in lower tensile and yield strength, lower hardness, and higher elongation. In very thick plates, the cooling rate may be so low that the properties of the steel may not meet minimum specifications. Thus, to meet specified yield-strength levels, the mill increases the carbon or alloy content of the steels that are to be rolled into thick sections.

In welding, cooling rates of thin and thick plates are just the opposite. Because of the larger mass of plate, the weld area in a thick plate cools more rapidly than the weld area in a thin one. The heat input at the weld area is transferred, by conduction, to the large mass of relatively cool steel, thus cooling the weld area relatively rapidly. (Heat is transferred more rapidly by conduction than by radiation.) The thin plate has less mass to absorb the heat, and it cools at a slower rate. The faster cooling



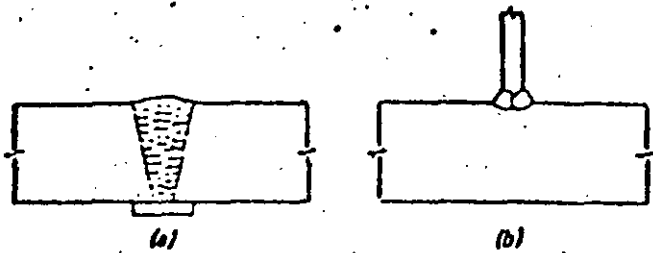


Fig. 6-5. A groove-welded butt joint in thick plate (a) requires a higher preheat, because of joint restraint, than a fillet-welded joint of a thin member and a thick plate (b). See Section 2.3 for the minimum size weld required by AWS.

of the thicker plate produces higher tensile and yield strengths, higher hardness, and lower elongation.

Welds in structural-steel shapes and plate under 1/2-in. thick have less tendency toward cracking than welds in thicker plate. In addition to the favorable (slower) cooling rate of thinner members, two other factors minimize causes of cracking:

1. Thinner plate weldments usually have a good ratio (high) of weld-throat-to-plate thickness.
2. Because they are less rigid, thinner plates can flex more as the weld cools, thus reducing restraint on the weld metal.

Thicker plates and rolled sections do not have these advantages. Because a weld cools faster on a thick member, and because the thick member probably has a higher carbon or alloy content, welds on a thick section have higher strength and hardness but lower ductility than similar welds on thin plate. If these properties are unacceptable, preheating (especially for the more critical root pass) may be necessary to reduce the cooling rate. (See Section 3.3 for a discussion of preheating.)

Because it increases cost, preheating should be used only when needed. For example, a thin web to be joined to a thick flange plate by fillet welds may not require as much preheat as two highly restrained

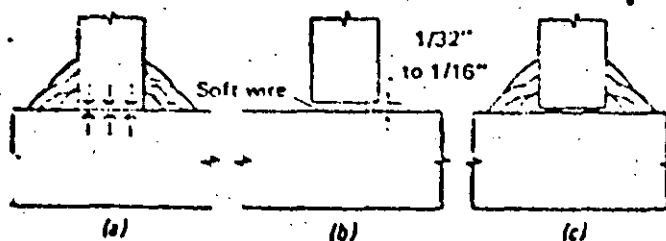


Fig. 6-6. In a restrained joint in thick plates (a), all shrinkage stress must be taken up in the weld. Separating the plates with soft wires (b) allows the plates to move slightly during cooling. The wires flatten (c) and remove most of the stress from the weld metal.

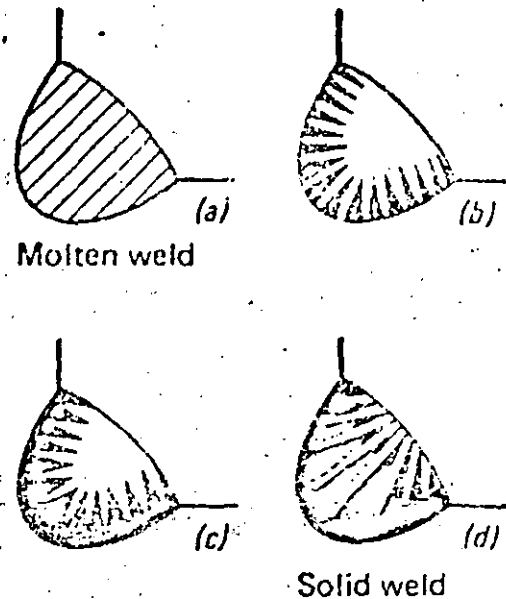


Fig. 6-7. A molten fillet weld (a) starts to solidify along the sides next to the plate. (b). Solidification proceeds as shown in (c) and (d).

thick plates joined by a multiple-pass butt weld (Fig. 6-5).

The Effect of Joint Restraint

If metal-to-metal contact exists between thick plates prior to welding, the plates cannot move — the joint is restrained. As the weld cools and contracts, all shrinkage stress must be taken up in the weld, as illustrated in Fig. 6-6(a). This restraint may cause the weld to crack, especially in the first pass on the second side of the plate.

Joint restraint can be minimized by providing a space of 1/32 to 1/16 in. between the two members to allow movement during cooling. Such spaces or gaps can be incorporated by several simple means:

1. Soft steel wire spacers may be placed between the plates, as in Fig. 6-6(b). The wire flattens out as the weld shrinks, as shown in Fig. 6-6(c). (Copper wire should not be used because it may contaminate the weld metal).
2. Rough flame-cut edges on the plate. The peaks of the cut edge keep the plates apart, yet can deform and flatten out as the weld shrinks.
3. Upsetting the edge of the plate with a heavy center punch. Results are similar to those of the flame-cut edge.

Provision for a space between thick plates to be welded is particularly important for fillet welds

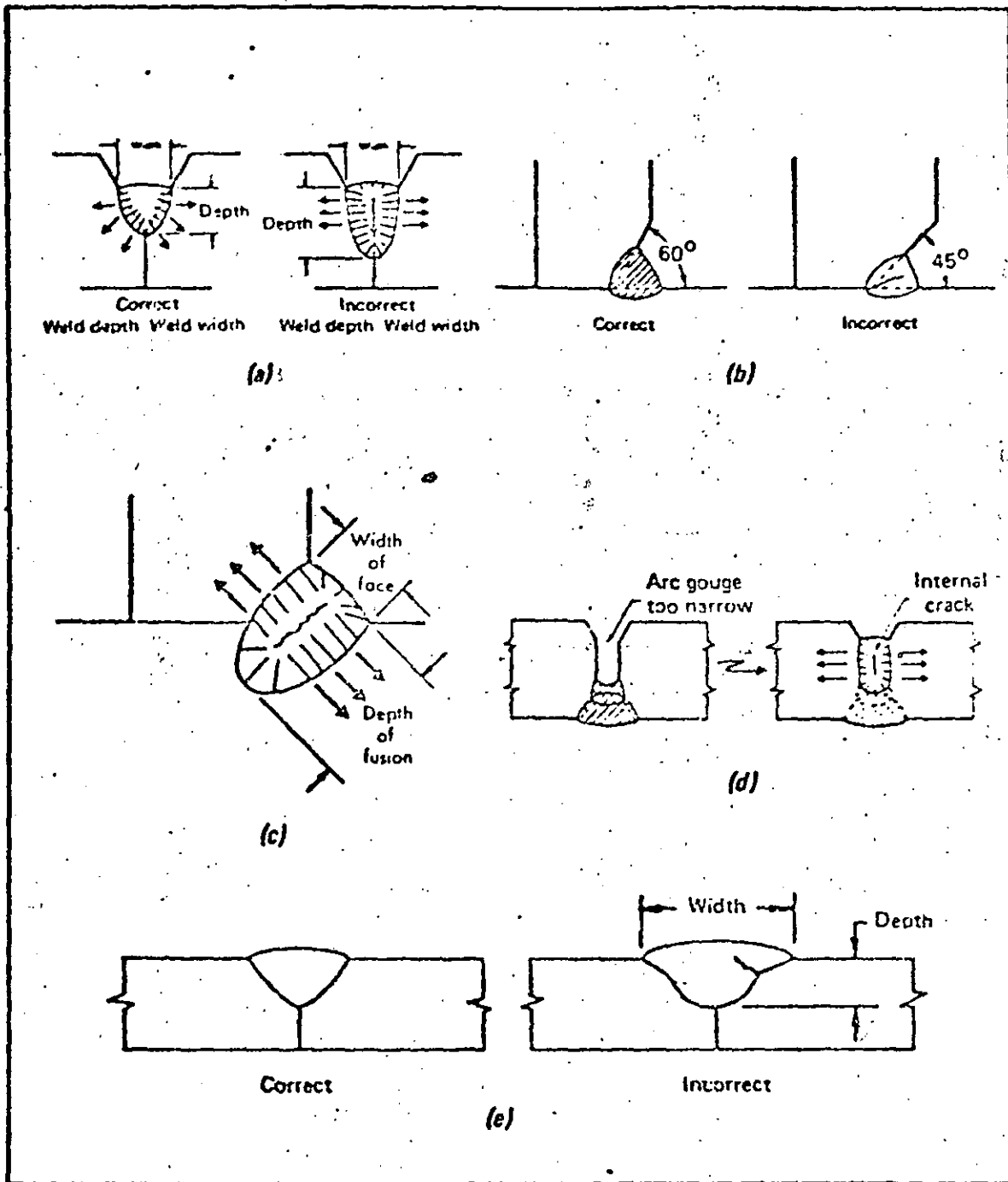


Fig. 6-12. Internal cracking can occur when weld penetration is greater than width. Correct and incorrect proportions are shown in (a), (b), and (c). Arc-gouging a groove too narrow for its depth can cause a similar internal crack (d). Cracks can also occur when depth is too shallow (e). Width of a weld should not exceed twice its depth.

ing as it does in a fillet weld. Increasing the throat dimension of the root pass, as in Fig. 6-10(b), helps to prevent cracking. Electrodes and procedures should be used that produce a convex bead shape. A low-hydrogen process usually reduces cracking tendencies; if not, preheating may be required.

Centerline cracking can also occur in subsequent passes of a multiple-pass weld if the passes are exces-

sively wide or concave. This can be corrected by putting down narrower, slightly convex beads, making the weld two or more beads wide, as in Fig. 6-11.

Width/Depth Ratio: Cracks caused by restraint or material chemistry usually appear at the face of the weld. In some situations, however, internal cracks occur that do not reach the surface.

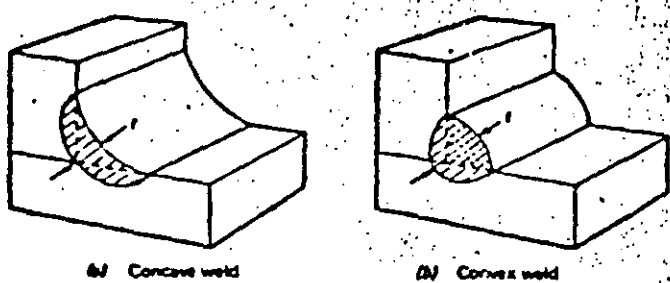


Fig. 6-8. The leg size and the surface of a concave fillet weld (a) may be larger than that of a convex bead (b), but its throat, *t*, may be considerably smaller.

Fillet Welds: A molten fillet weld starts to solidify, or freeze, along the sides of the joint, as in Fig. 6-7, because the heat is conducted to the adjacent plate, which is at a much lower temperature. Freezing progresses inward until the entire weld is solid. The last material to freeze is that at the center, near the surface of the weld.

Although a concave fillet weld may appear to be larger than a convex weld (Fig. 6-8), it may have less penetration into the welded plates and a smaller throat than the convex bead. Thus the convex weld may be the stronger of the two, even though it appears to be smaller.

In the past, the concave weld has been preferred by designers because of the smoother stress flow it offers to resist a load on the joint. Experience has shown, however, that single-pass concave fillet welds have a greater tendency to crack during cooling than do convex welds. This disadvantage usually outweighs the effect of improved stress distribution, especially in steels that require special welding procedures.

When a concave bead cools and shrinks, the outer surface is in tension and may crack. A convex bead has considerably reduced shrinkage stresses in the surface area, and the possibility of cracking during cooling is slight. For multiple-pass fillet welds only the first pass need be convex.

When design conditions require concave welds

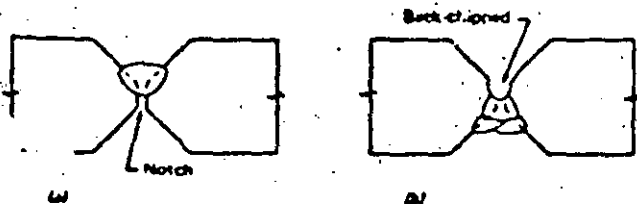


Fig. 6-9. The first pass of a double V joint is susceptible to cracking because of the notch effect (a). On high quality work, the notch is minimized by backchipping (b).

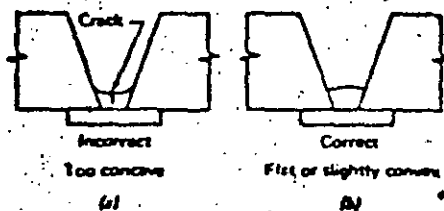


Fig. 6-10. A concave root pass (a) may crack because tensile stresses exceed the strength of the weld metal. A slightly convex root pass (b) helps prevent cracking.

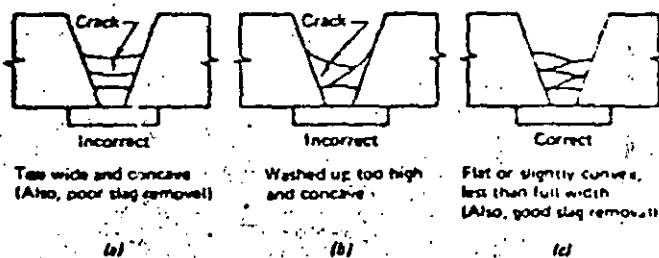


Fig. 6-11. Wide, concave passes (a and b) in a multiple pass weld may crack. Slightly convex beads (c) are recommended.

for smooth flow of stresses in thick plate, the first bead (usually three or more passes are required) should be slightly convex. The others are then built up to the required shape.

Groove Welds: The root pass of a groove weld in heavy plate usually requires special welding procedures. For example, the root pass on the first side of a double-V joint is susceptible to cracking because of the notch, as illustrated in Fig. 6-9(a), which is a crack starter. On high-quality work, this notch is backchipped, as in Fig. 6-9(b), to: 1. Remove slag or oxides from the bottom of the groove. 2. Remove any small cracks that may have occurred in the root bead. 3. Widen the groove at the bottom so that the first bead of the second side is large enough to resist the shrinkage that it must withstand due to the rigidity of the joint.

The weld metal tends to shrink in all directions as it cools, and restraint from the heavy plates produces tensile stresses within the weld. The metal yields plastically while hot to accommodate the stresses; if the internal stresses exceed the strength of the weld, it cracks, usually along the centerline.

The problem is greater if the plate material has a higher carbon content than the welding electrode. If this is the case, the weld metal usually picks up additional carbon through admixture with the base metal. Under such conditions, the root bead is usually less ductile than subsequent beads.

A concave root bead in a groove weld, as shown in Fig. 6-10(a), has the same tendency toward crack-

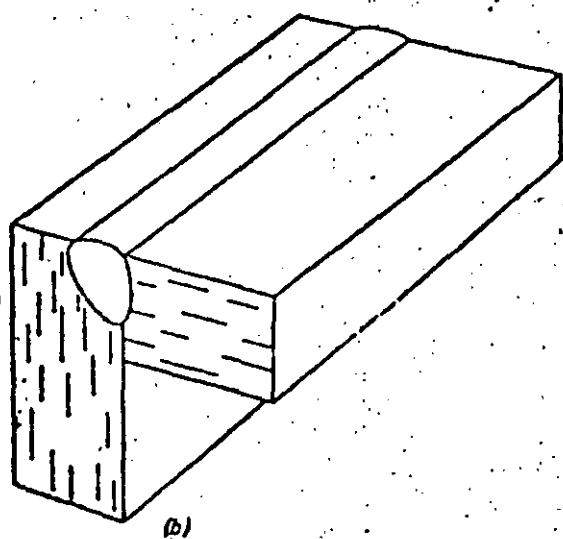
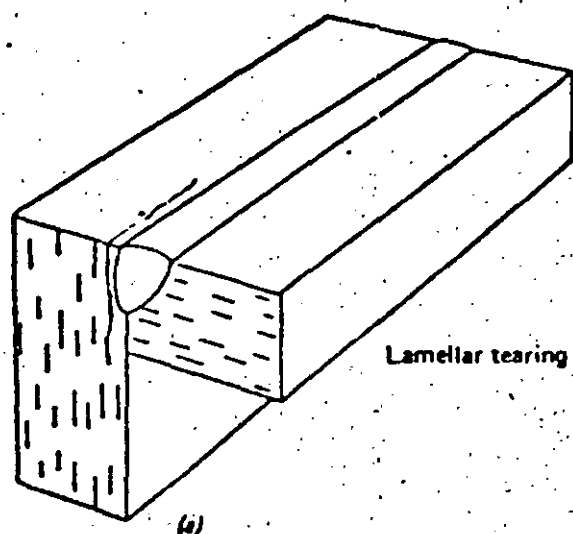


Fig. 6-13. Lamellar tearing (a) and a suggested solution (b).

These are usually caused by improper joint design (narrow, deep grooves or fillets) or by misuse of a welding process that can achieve deep penetration.

If the depth of fusion is much greater than the width of the weld face, the surface of the weld may freeze before the center does. When this happens, the shrinkage forces act on the almost-frozen center (the strength of which is lower than that of the frozen surface) and can cause a crack that does not extend to the surface. Figure 6-12(a) is illustrative.

Internal cracks can also be caused by improper joint design or preparation. Results of combining thick plate, a deep-penetrating welding process, and a 45° included angle are shown in Fig. 6-12(b). A similar result on a fillet weld made with deep penetration is shown in Fig. 6-12(c). A too-small bevel,

and arc-gouging a groove too narrow for its depth on the second-pass side of a double-V groove weld, can cause the internal crack shown in Fig. 6-12(d).

Internal cracks are serious because they cannot be detected by visual inspection methods. But they can be eliminated if preventive measures are used. Penetration and volume of weld metal deposited in each pass can be controlled by regulating welding speed and current and by using a joint design which establishes reasonable depth-of-fusion requirements. Recommended ratios of width of each individual bead to depth of fusion are between 1.2 to 1 and 2 to 1.

A different type of internal crack occurs in submerged-arc welding when the width-to-depth ratio is too large. Cracks in these so-called "hat-shaped" welds are especially dangerous because radiographic inspection may not detect them. The width-to-depth ratio of any individual bead should not exceed 2:1.

Lamellar cracking or tearing is illustrated in Fig. 6-13. In (a), the shrinkage forces on the upright member are perpendicular to the direction in which the plate was rolled at the steel mill. The inclusions within the plate are strung out in the direction of rolling. If the shrinkage stress should become high enough, lamellar tear might occur by the progressive cracking from one inclusion to the next. A way to prevent this is illustrated in Fig. 6-13(b). Here, the bevel has been made in the upright plate. The weld now cuts across the inclusions, and the shrinkage forces are distributed, rather than applied to a single plane of inclusions.

Observations on Factors Contributing to Cracking

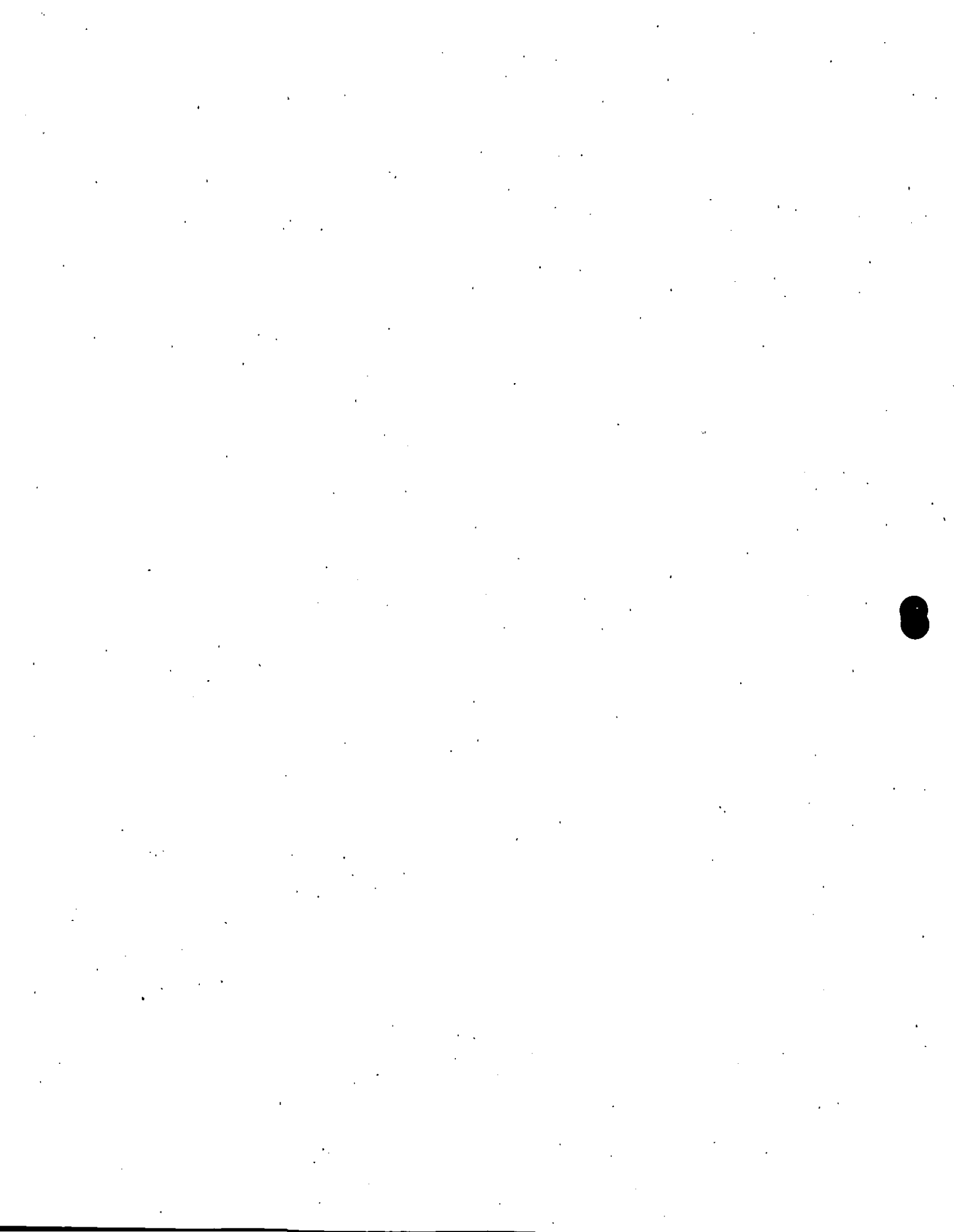
Two articles^{1,2} appearing in the *Welding Journal* in 1964 summarize several of the factors confirmed by research as contributory to weld cracking:

1. The contraction forces of multiple-pass welds tend to cause separations in the base metal and they generally increase with the strength and/or hardenability of the filler metal and base metals. Therefore, softer weld metal would tend to decrease not only weld metal cracks but also heat-affected zone cracks and lamellar tearing.
2. The susceptibility to delayed cracking is proportional to the hydrogen content of the welding atmosphere.

¹"Weld Cracking Under Hindered Contraction: Comparison of Welding Processes" Travis, Berry, Moffat, and Adams, *MIT Welding Journal*, November, 1964.

²"Delayed Cracking in Steel Weldments," Intermonte and Stout, *Welding Journal*, April, 1964.

X. SOLDADURA DE VARILLAS



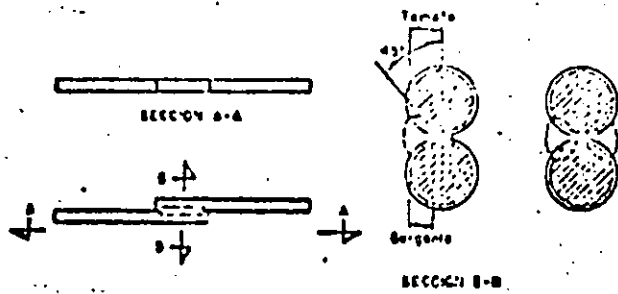


FIG 1 UNION DE BARRAS TRASLAPADAS

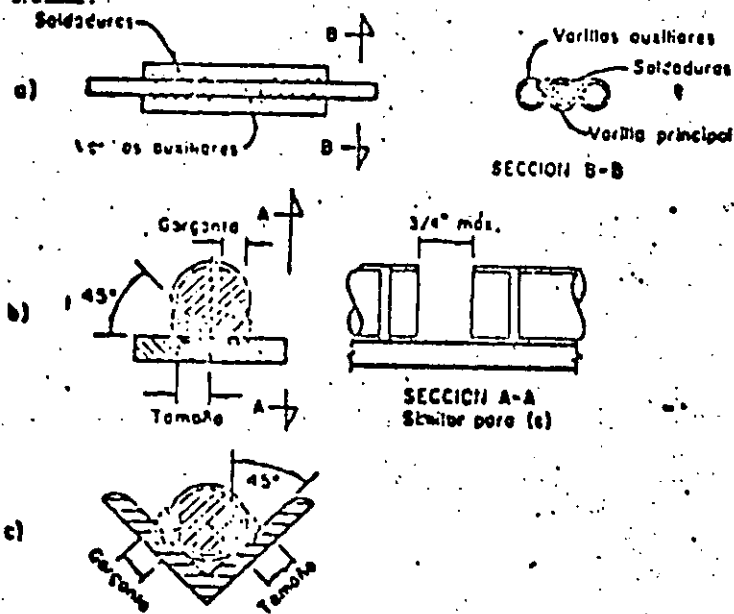
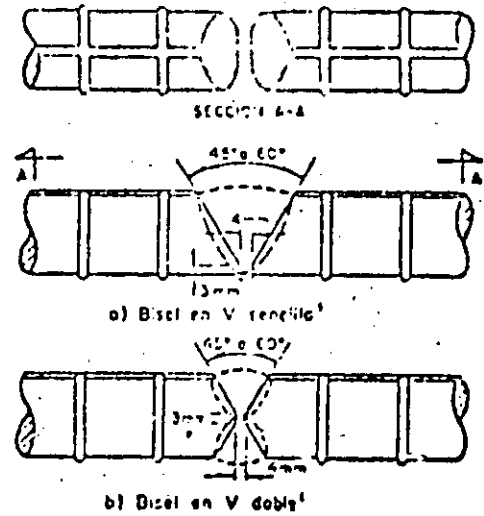
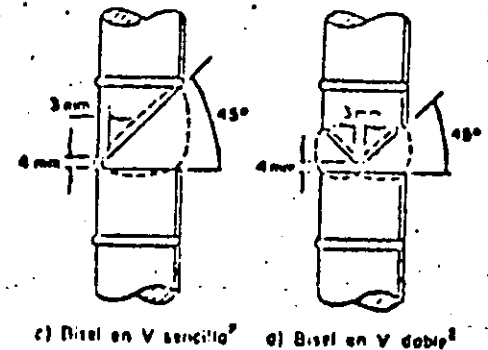


FIG 2 UNIONES EFECTUADAS CON ELEMENTOS DE RESPALDO



Preparación empleada normalmente para barras en posición horizontal



Preparación empleada normalmente para barras en posición vertical

FIG 3 PREPARACION DE LOS EXTREMOS DE LAS BARRAS

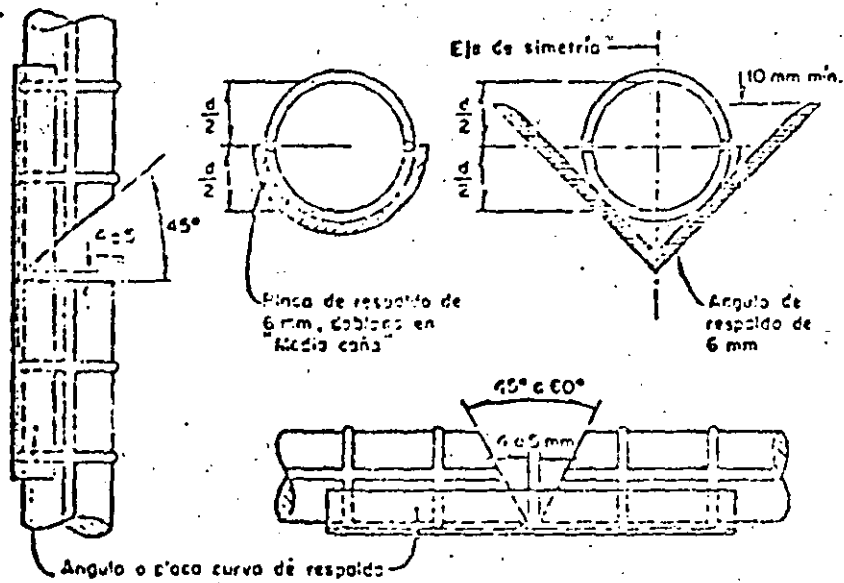


FIG. 7 JUNTAS CON PLACA O ANGULO DE RESPALDO



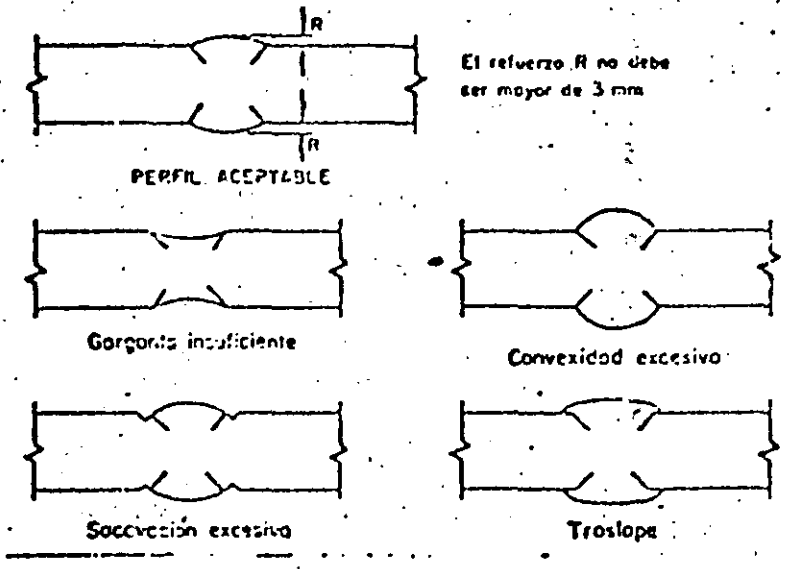
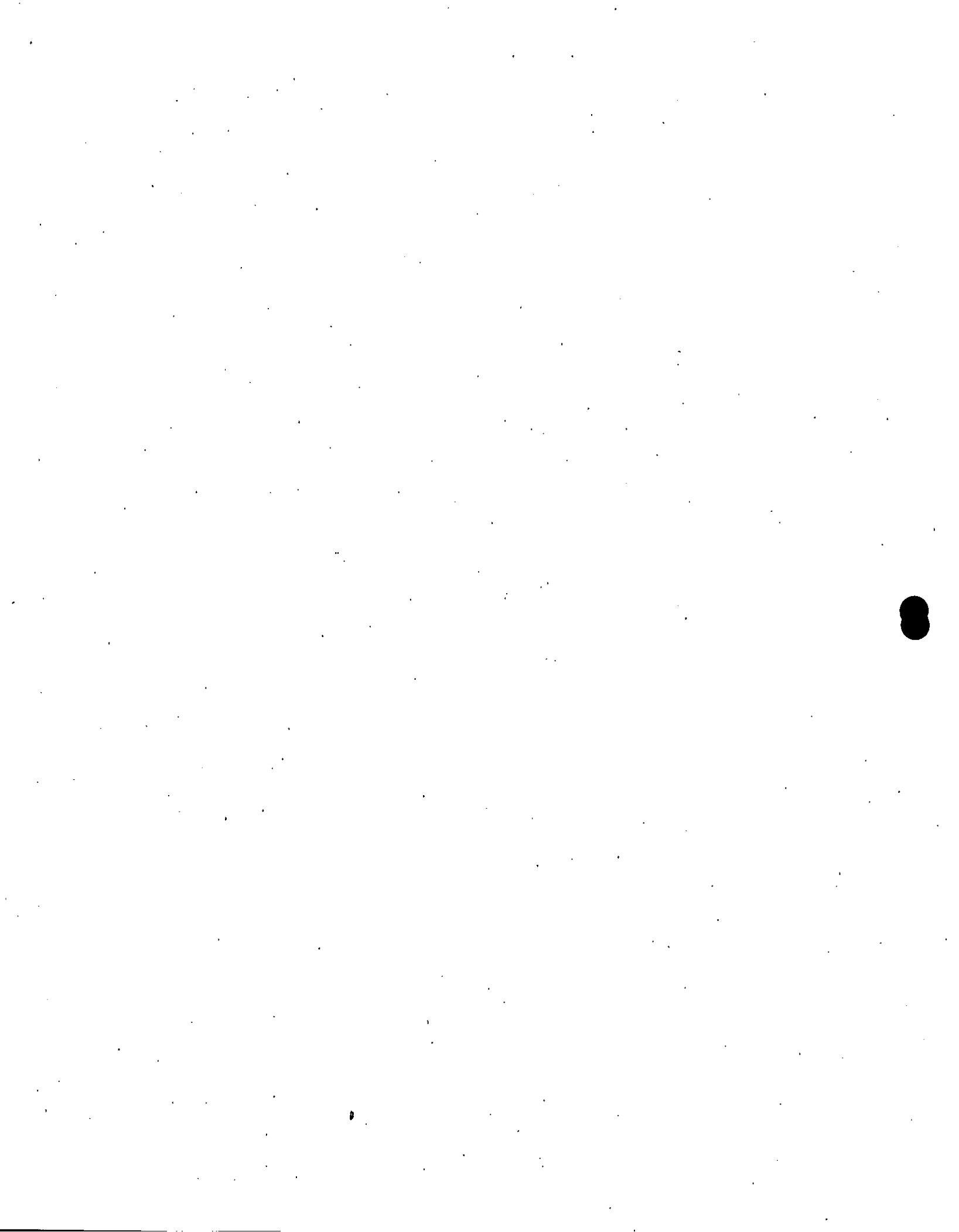


FIG 4 PERFILES INACEPTABLES

1.223



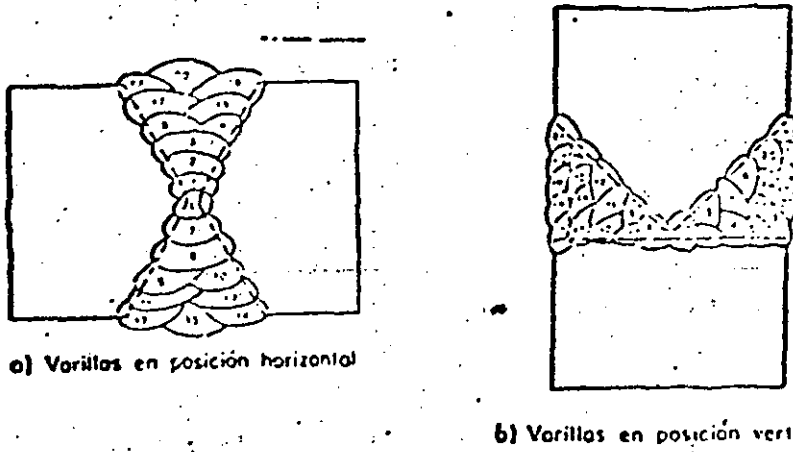


FIG 5 SECUENCIA PARA LA COLOCACION DE LOS CORDONES DE SOLDADURA

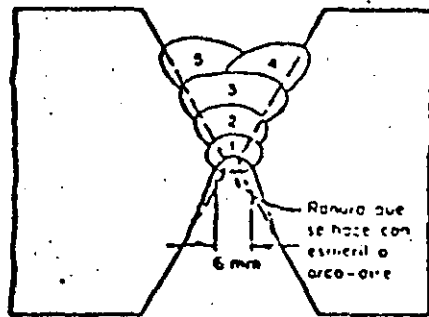


FIG 6 PREPARACION DE LA RAIZ DE LA JUNTA ANTES DE EMPEZAR A SOLDAR POR EL SEGUNDO LADO

CONTENIDO		ELECTRODO (2)		TRATAMIENTO TERMICO REQUERIDO	
C, Hoja 0.30 Mn, Hoja 0.60	Cualquiera	No se requiere precalentamiento, excepto cuando la temperatura de los baños es menor de -10°C; en ese caso, se precalentaron a 40°C.	Cualquiera	No se requiere precalentamiento, excepto cuando la temperatura de los baños es menor de -10°C; en ese caso, se precalentaron a 40°C.	C, de 0.31 a 0.35 Mn, Hoja 0.50
C, de 0.35 a 0.40 Mn, Hoja 1.00	De bajo contenido de hidrogeno	De bajo contenido de hidrogeno	De bajo contenido de hidrogeno	De bajo contenido de hidrogeno	C, de 0.41 a 0.50 Mn, Hoja 1.00
C, de 0.41 a 0.50 Mn, Hoja 1.00	De bajo contenido de hidrogeno	De bajo contenido de hidrogeno	De bajo contenido de hidrogeno	De bajo contenido de hidrogeno	Las varillas se precalentaron a 200°C.

TABLA 2. TEMPERATURAS MINIMAS DE PRECALENTAMIENTO (1)

Designación	Temperatura de calentamiento	Temperatura de calentamiento	Temperatura de calentamiento	Temperatura de calentamiento	Temperatura de calentamiento	Temperatura de calentamiento	Temperatura de calentamiento	Temperatura de calentamiento	Temperatura de calentamiento	Temperatura de calentamiento	Temperatura de calentamiento	
											Temperatura de calentamiento	Temperatura de calentamiento
DDM 84-1924	30	3000	4200	5000	5000	5000	5000	5000	5000	5000	5000	5000
												5000
DDM 84-1924	42	3000	4200	5000	5000	5000	5000	5000	5000	5000	5000	5000
												5000
DDM 84-1924	42	3000	4200	5000	5000	5000	5000	5000	5000	5000	5000	5000
												5000
DDM 84-1924	42	3000	4200	5000	5000	5000	5000	5000	5000	5000	5000	5000
												5000
DDM 84-1924	42	3000	4200	5000	5000	5000	5000	5000	5000	5000	5000	5000
												5000
DDM 84-1924	42	3000	4200	5000	5000	5000	5000	5000	5000	5000	5000	5000
												5000
DDM 84-1924	42	3000	4200	5000	5000	5000	5000	5000	5000	5000	5000	5000
												5000
DDM 84-1924	42	3000	4200	5000	5000	5000	5000	5000	5000	5000	5000	5000
												5000
DDM 84-1924	42	3000	4200	5000	5000	5000	5000	5000	5000	5000	5000	5000
												5000

Tabla 2. TEMPERATURAS MINIMAS DE PRECALENTAMIENTO

1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19 20 21 22 23 24 25 26 27 28 29 30 31 32 33 34 35 36 37 38 39 40 41 42 43 44 45 46 47 48 49 50 51 52 53 54 55 56 57 58 59 60 61 62 63 64 65 66 67 68 69 70 71 72 73 74 75 76 77 78 79 80 81 82 83 84 85 86 87 88 89 90 91 92 93 94 95 96 97 98 99 100

CINCO PUNTOS EN LOS QUE HAY QUE FIJAR LA ATENCION PARA ASEGURAR UNA BUENA CALIDAD DE LA SOLDADURA.

1) SELECCION DEL PROCESO DE UNA SOLDADURA.

- A) SOLDADURA DE OPERACION MANUAL
- B) SOLDADURA SEMI AUTOMATICA
- C) SOLDADURA AUTOMATICA

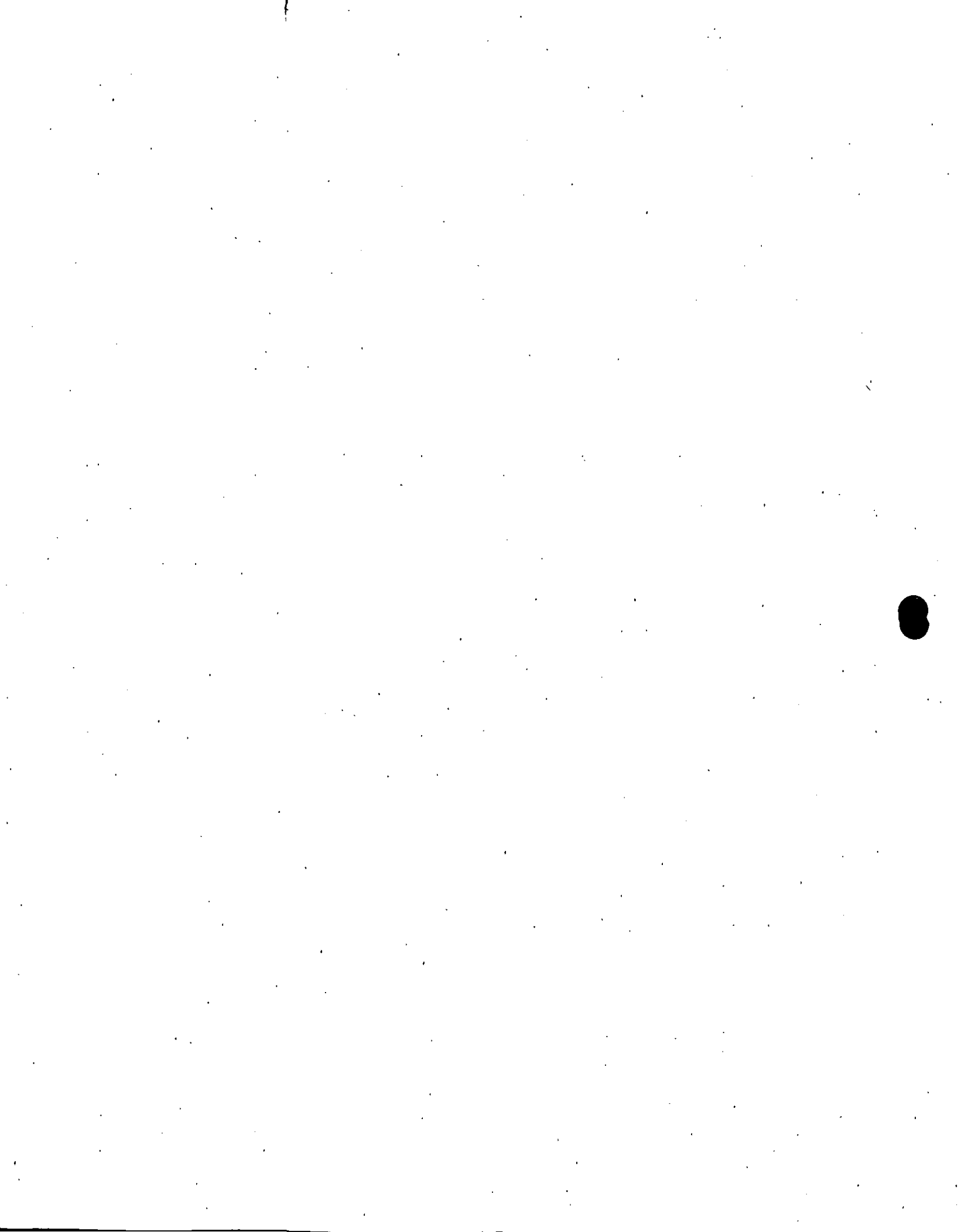
2) PREPARACION DE LAS JUNTAS.

3) ESTUDIO EN DETALLE DEL PROCEDIMIENTO.

- A) IDENTIFICACION DE LA JUNTA
- B) DETALLES Y TOLERANCIA DE LA JUNTA
- C) IDENTIFICACION DEL PROCEDIMIENTO
- D) TIPO Y TAMAÑO DEL ELECTRODO
- E) TIPO DE FUNDENTE (CUANDO SE REQUIERE)
- F) CORRIENTE Y VOLTAJE
- G) PRECALENTAMIENTO
- H) SECUENCIA DE PASES
- I) COMENTARIOS O INDICACIONES ADICIONALES

4) PERSONAL (CALIFICACION Y SELECCION)

5) PRUEBAS PREVIAS.

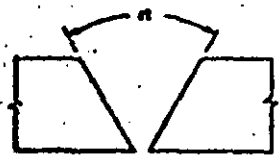


LISTA DE DETALLES QUE INFLIYEN EN LA CALIDAD DE UNASOLDADURA.

REVISION ANTES DE LA SOLDADURA	●	●	●
REVISION DURANTE LA SOLDADURA	●	●	●
REVISION DESPUES DE LA SOLDADURA	●	●	●

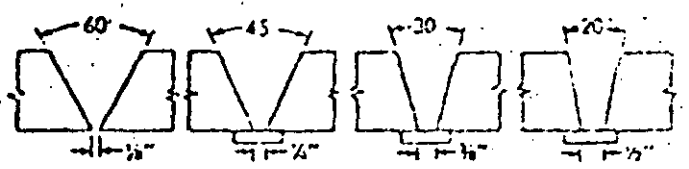
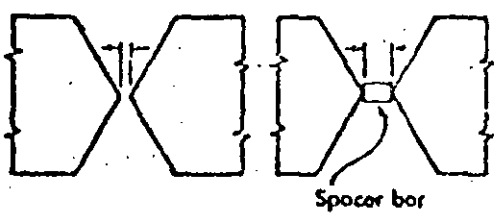
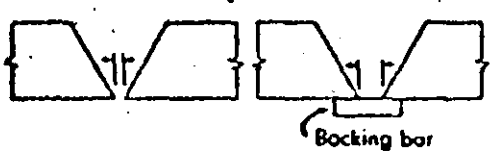
1) ANGULO DE LA PREPARACION

● ● ●



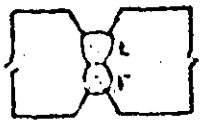
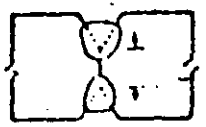
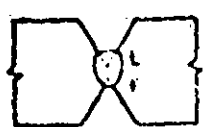
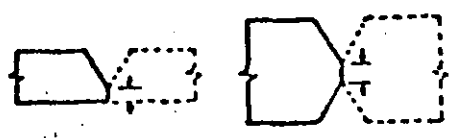
2) ABERTURA DE LA RAIZ.

● ● ●



3) PERFIL DE LA RAIZ.

● ● ●



(a) Too small root face; burn-through (b) Too large root face; lack of penetration (c) Proper root face; proper penetration

4) ALINEAMIENTO DE LAS PLACAS

• • •



5) LIMPIEZA DE LA JUNTA

• • •

6) TIPO Y TAMAÑO DE ELECTRODO

• • •

7) INTENSIDAD Y POLARIDAD DE LA CORRIENTE

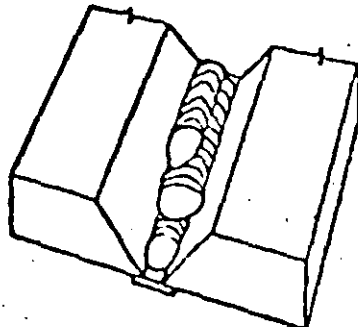
• • •

8) PUNTOS DE SOLDADURA.

• • •

9) FUSION ADECUADA

• • •

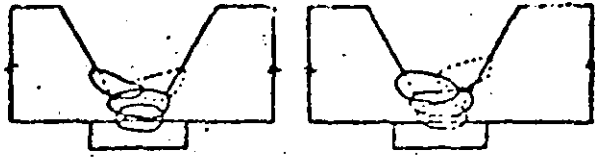


10) PRECALENTAMIENTO



II) SECUENCIA ADECUADA DE PASES

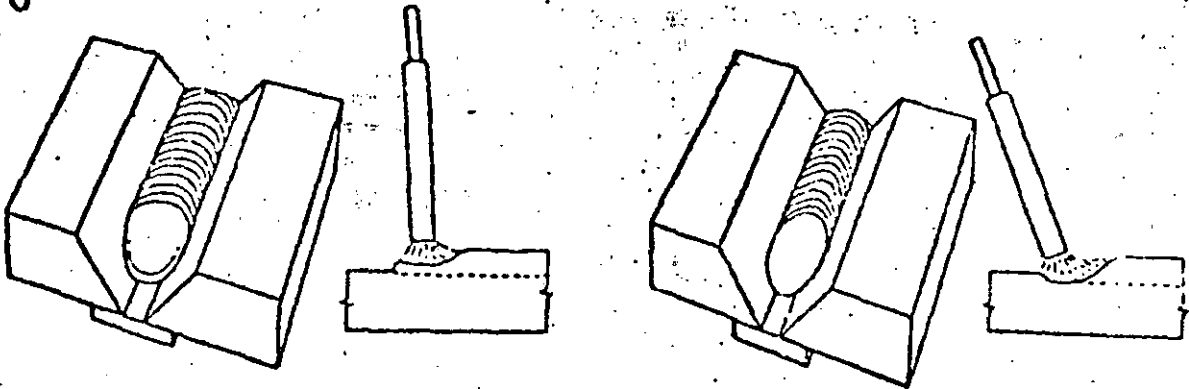
0 & 0



(a) No problem for next pass to fuse properly into side of joint and weld
 (b) Not enough room left between side of joint and last pass; will not fuse properly, may trap slag

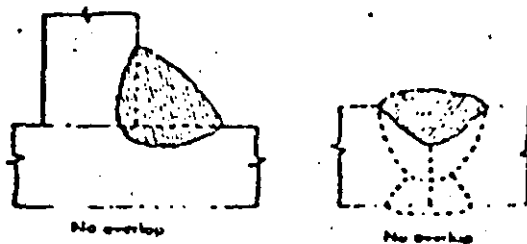
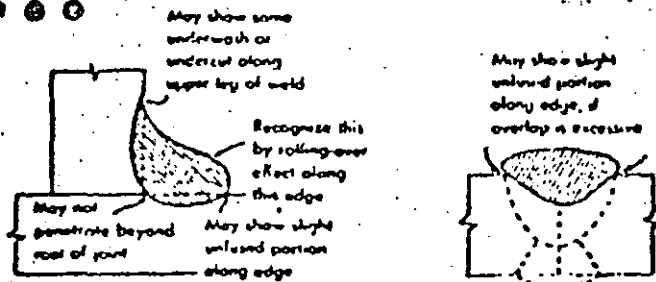
12) VELOCIDAD CORRECTA DE MOVIMIENTO DEL ELECTRODO

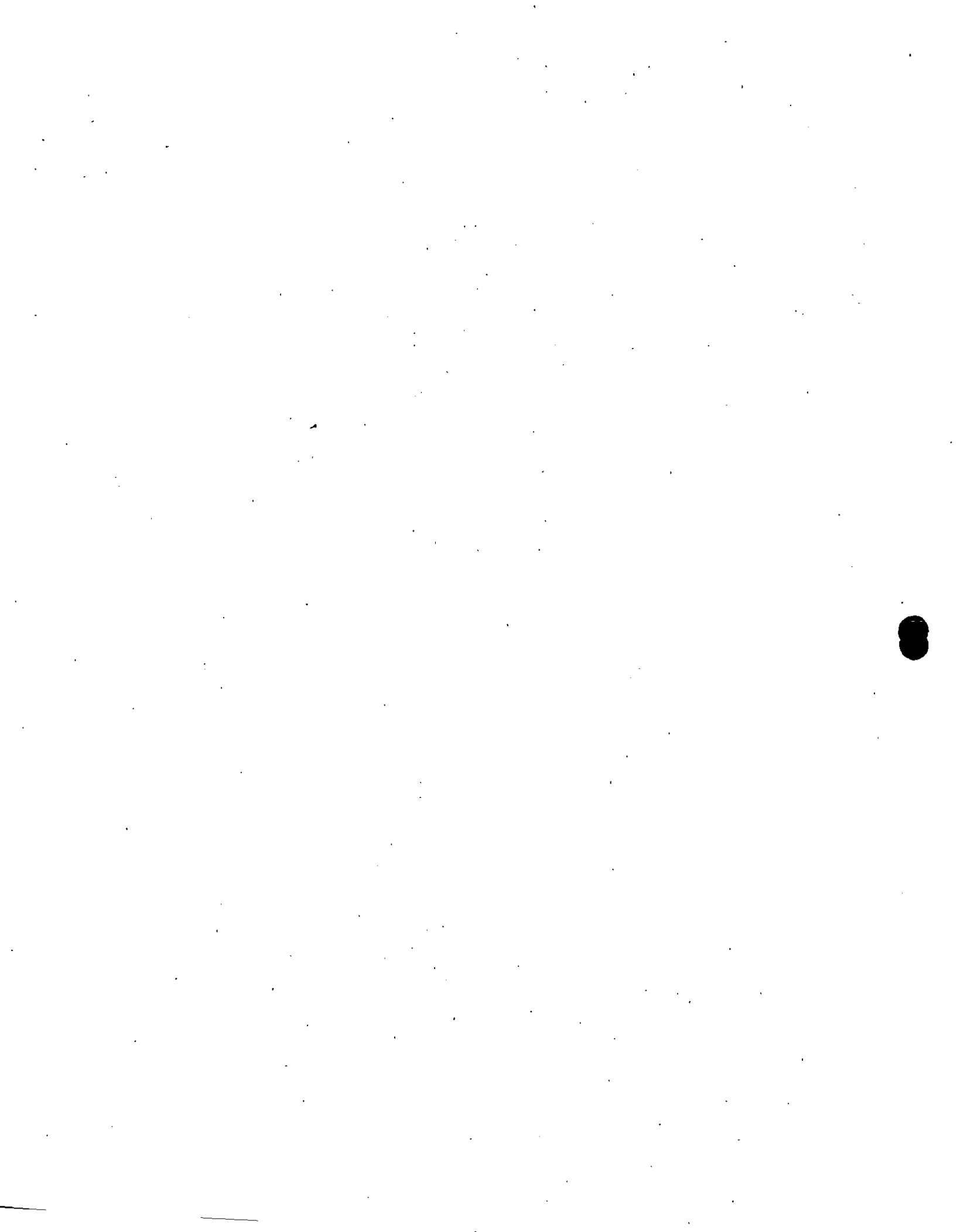
0 0 0



13) AUSENCIA DE SOLAPADURAS (OVERLAP)

0 0 0

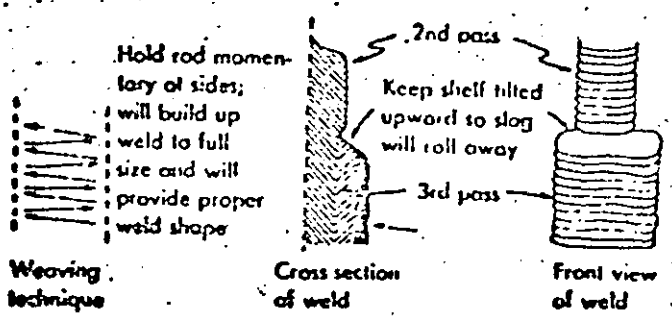
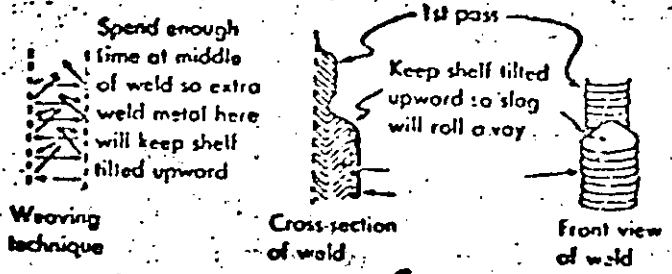
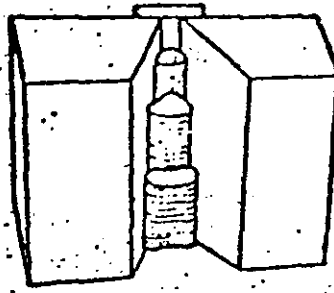




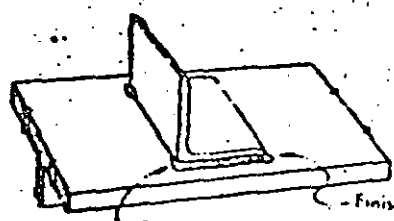
14) INCLINACION DEL CRATER EN SOLDADURAS VERTICALES

0 0 0

071

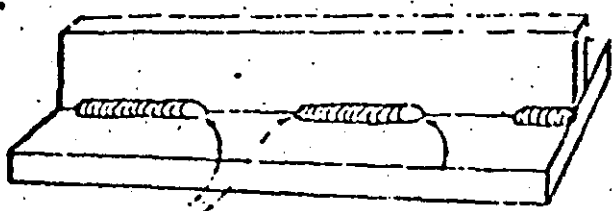


15) RELLENO DE CRATERES



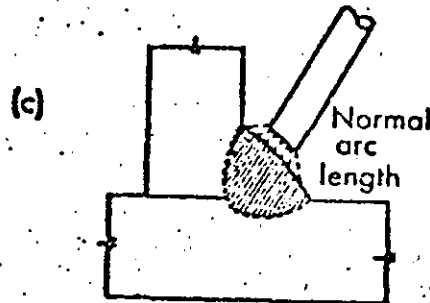
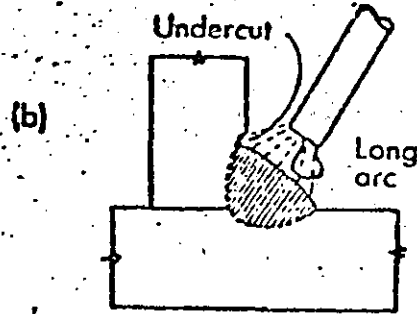
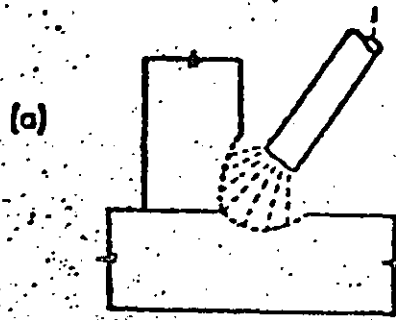
Start weld here

Finish weld here: crater is in low stressed area, not harmful



Notch effect of crater is no worse than that of start of weld

Rubbing crater up to full throat does not reduce its notch effect at end of weld



Double undercut of plate girder web would represent an appreciable loss in web thickness; use caution here

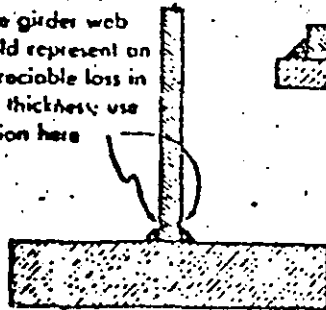
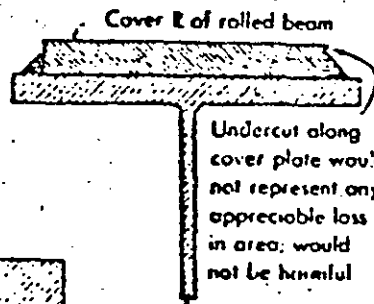
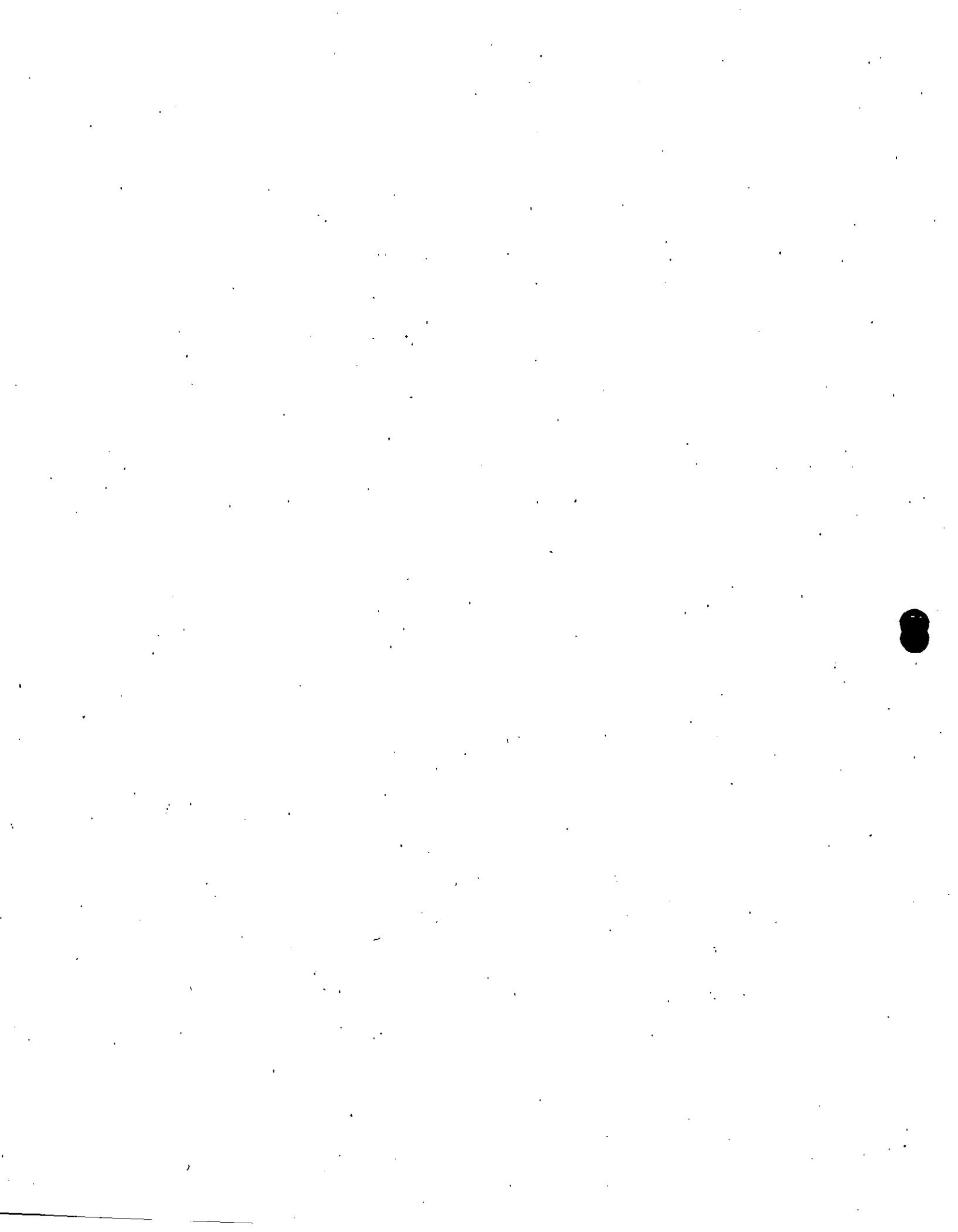


PLATE OF R WIDER



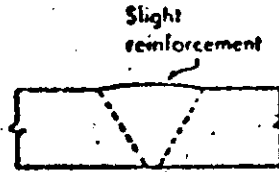
Undercut along cover plate would not represent any appreciable loss in area; would not be harmful



17) REFUERZO ADECUADO EN SOLDADURAS A TOPE

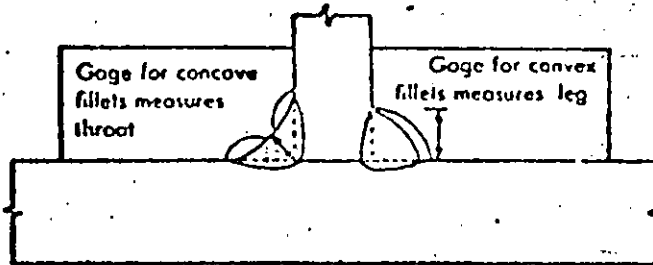
• • •

073



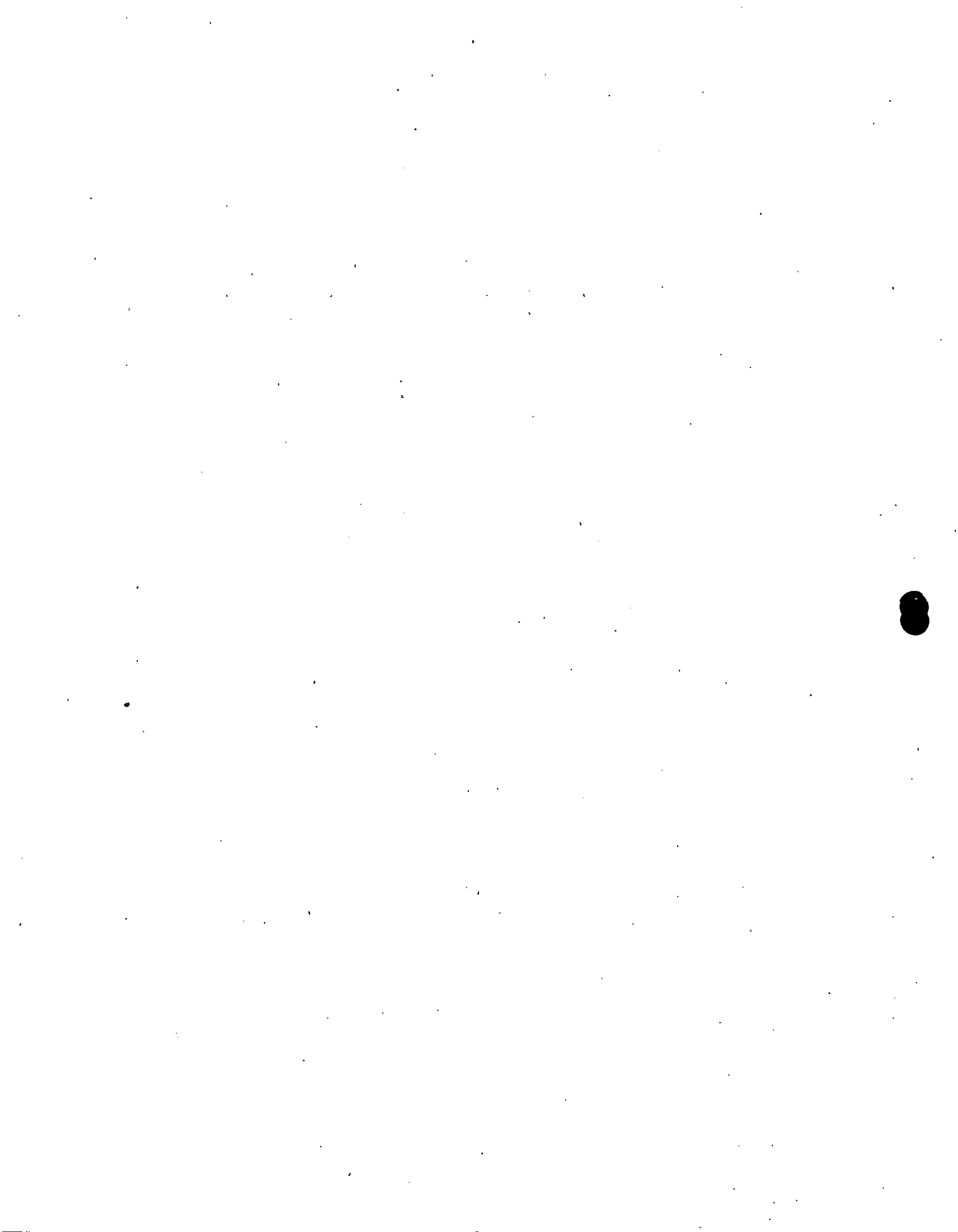
18) TAMAÑO CORRECTO DE SOLDADURAS DE FILETE.

• • •



19) AUSENCIA DE GRIETAS

• • •



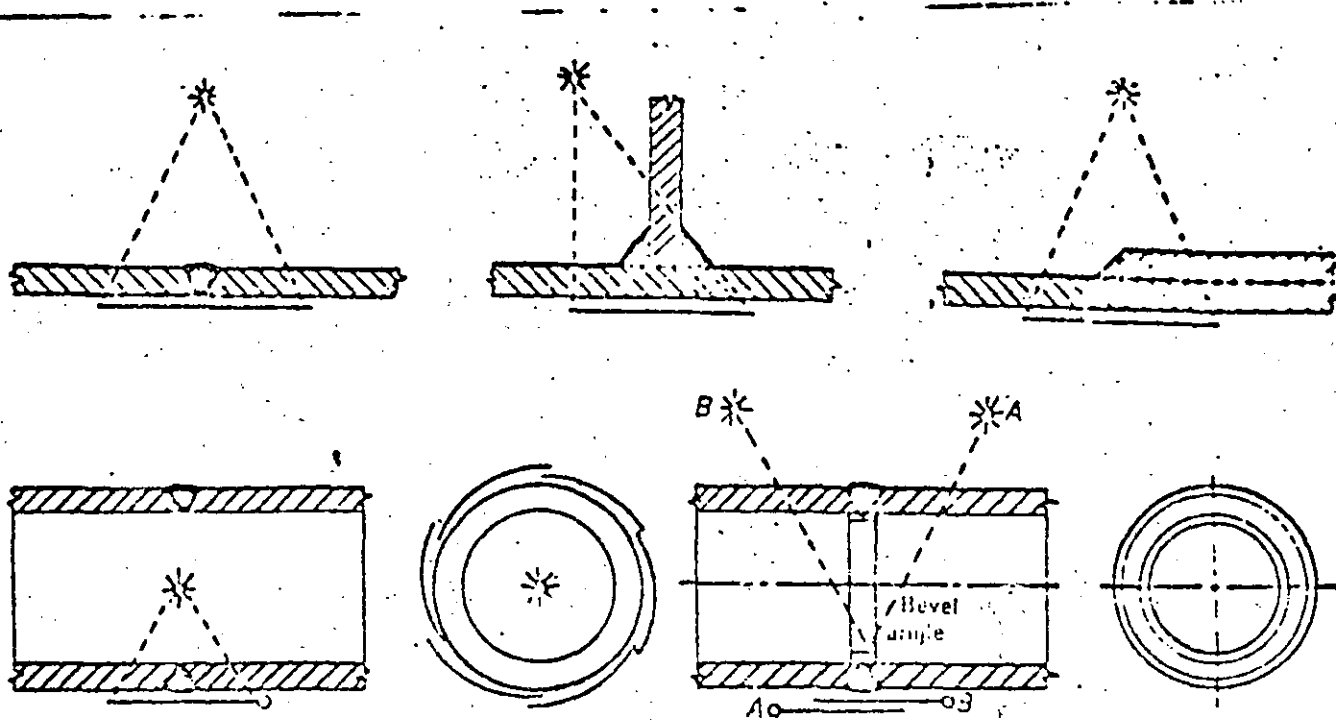


Fig. 11-18. Typical arrangements of X-ray source and film in radiography of welds. The angle of exposure and the geometry of the weld influence interpretation of the negative. Note that multiple exposure may be necessary for pipe welds. Of the several welds shown above, fillet welds are the most difficult to x-ray and the most difficult to interpret.



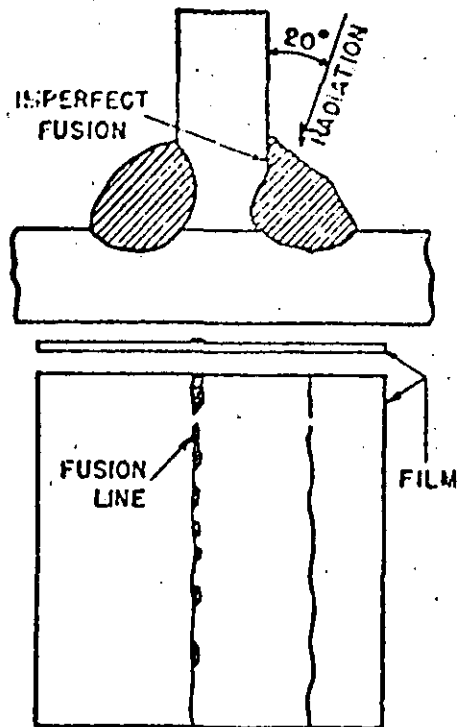
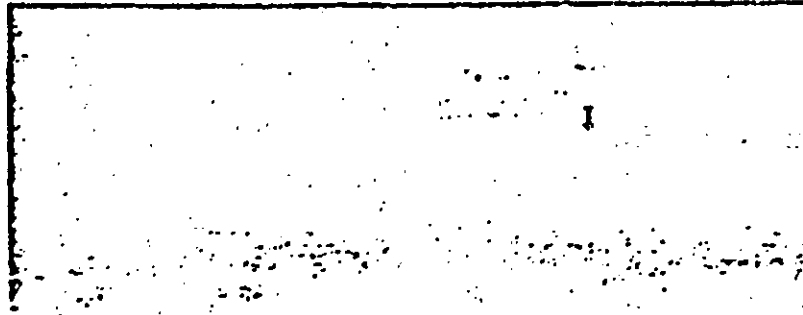


Fig. 90—Lack of Fusion

Illustrating lack of fusion at interface of a fillet weld as seen on a radiograph and as it actually appears (diagrammatically).



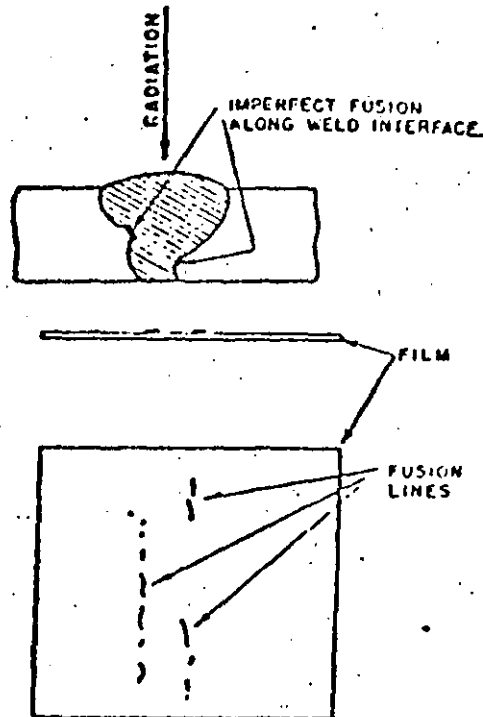
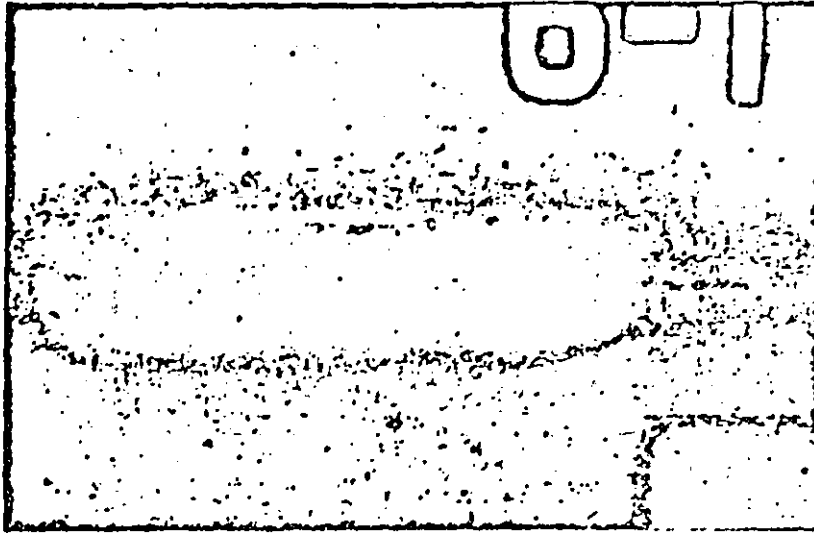
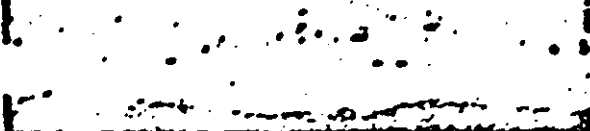


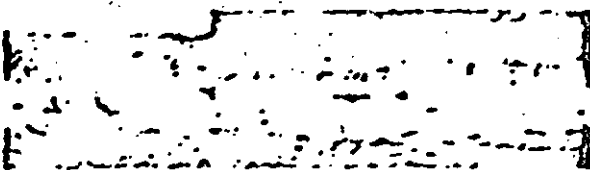
Fig. 91—Lack of Fusion

Illustrating the presence of lack of fusion at the interface of a groove weld as seen on a radiograph and as it actually appears (diagrammatically).

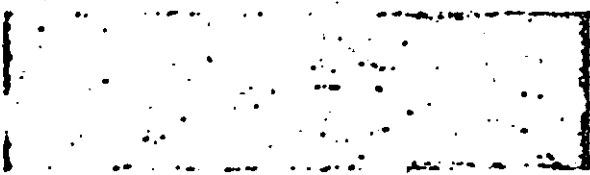




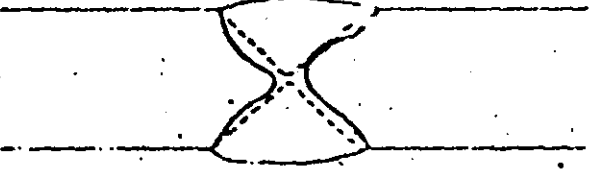
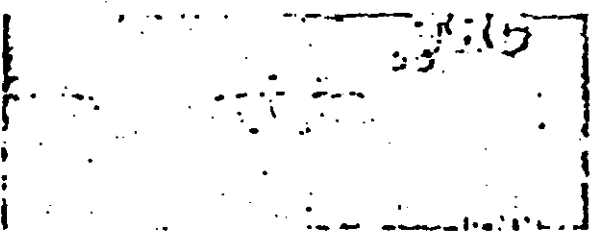
Porosity is shown as rounded shadows of varying size and density, occurring singly, in clusters, or randomly scattered.



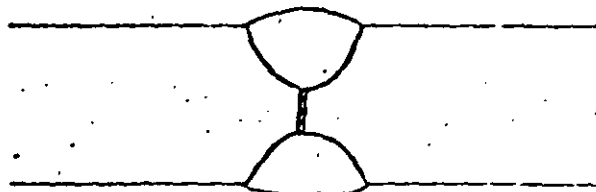
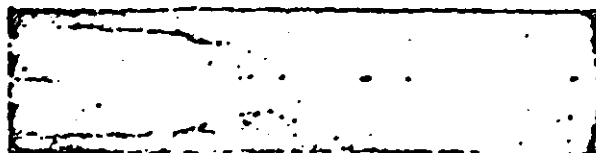
Nonmetallic Inclusions are usually indicated by elongated shadows of irregular shape, occurring singly, in a linear distribution, or scattered randomly.



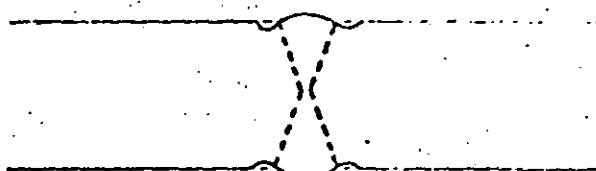
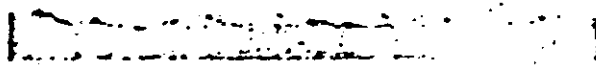
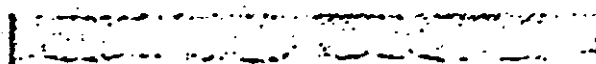
Cracks appear as fine, dark lines, which may be straight or wandering.



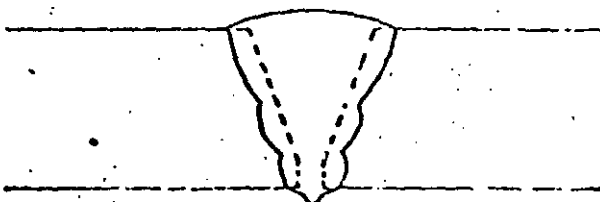
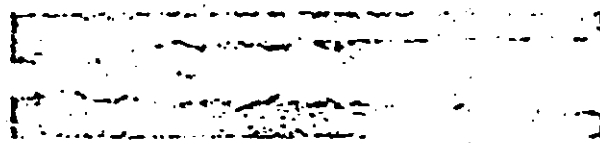
Incomplete Fusion gives dark shadows, usually of elongated shape



Incomplete Root Penetration is usually indicated as a straight, dark, continuous or intermittent line, often at the center of the weld.



Undercutting shows up as a dark, linear shadow of wavy contour, occurring adjacent to the edge of the weld. This defect is usually detected visually, but its correct identification on the radiograph is needed to prevent misinterpretation as another type of defect.



Slag and Burnthrough give individual light circular indications or darkened areas of elongated or rounded contour that may be surrounded by light rings.

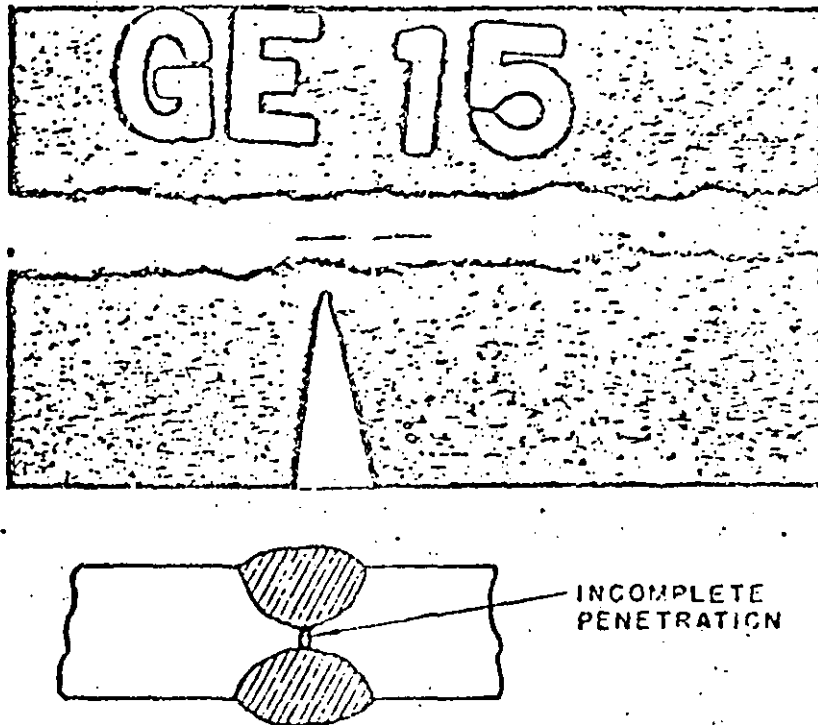
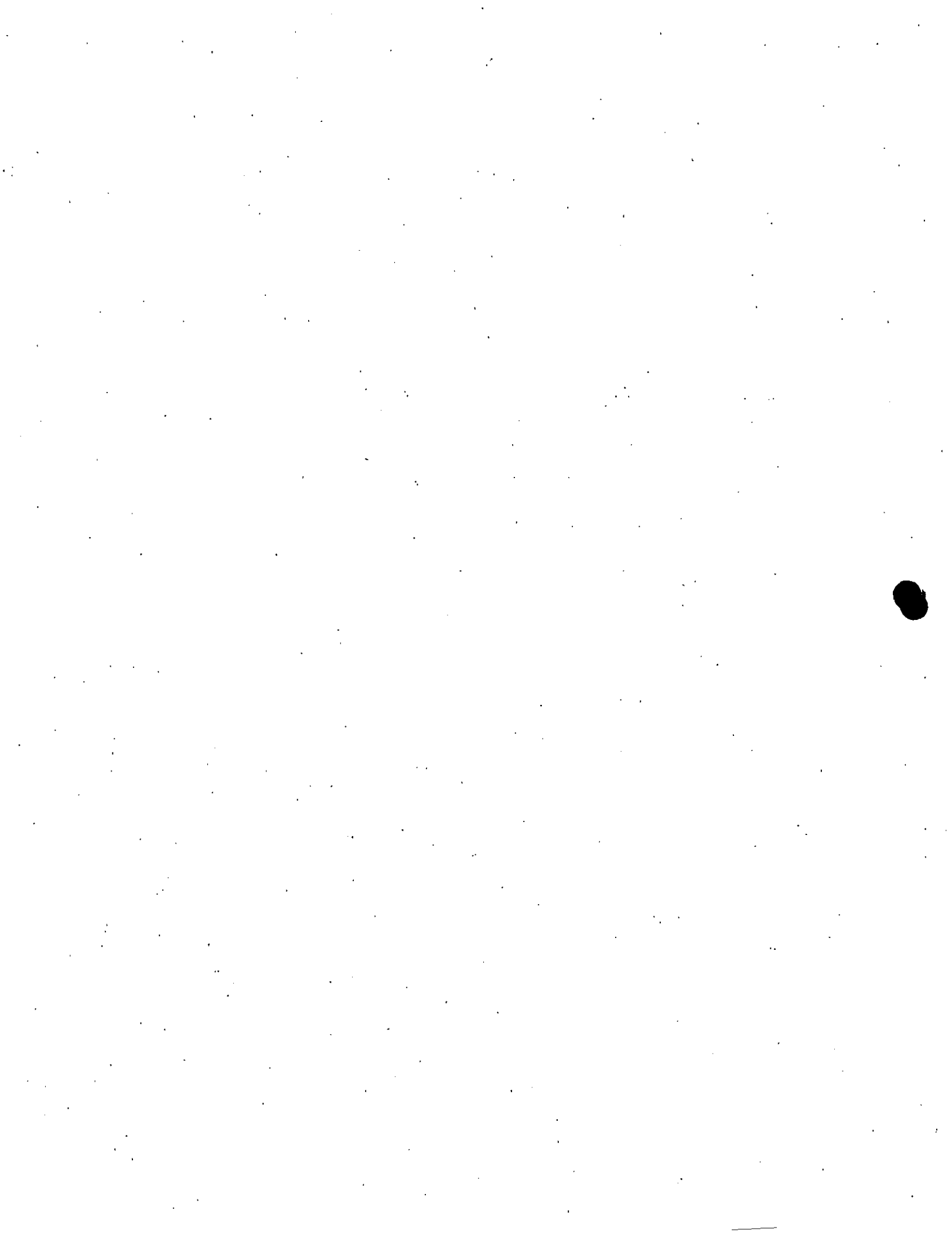


Fig. 89—Incomplete Penetration

Illustrating the presence of incomplete penetration at the root of a groove weld as it appears on a radiograph and as it actually appears (diagrammatically).





**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

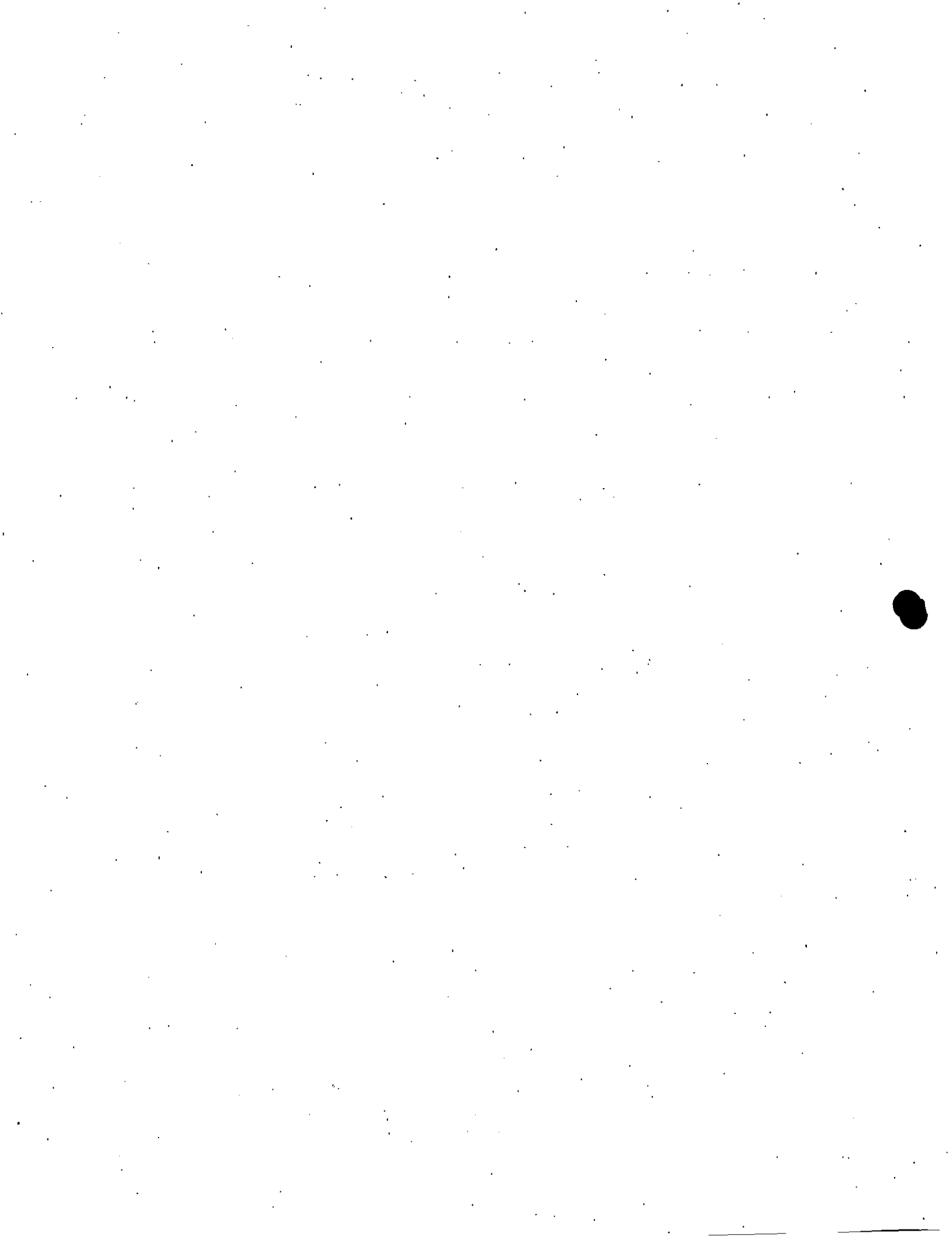
DIRIGIDO AL PERSONAL PROFESIONAL DE LA DIRECCION GENERAL
DE CAMINOS RURALES DE LA SECRETARIA DE COMUNICACIONES Y
TRANSPORTES

CURSO: "RESIDENTES DE CONSTRUCCION"

CONCRETO LANZADO

A N E X O

DEL 10 AL 15 DE SEPTIEMBRE DE 1984
ZACATECAS, ZAC.



CONCRETO
LANZADO



CONCRETO LANZADO

I. GENERALIDADES

1-1. DESARROLLO

El concreto lanzado ha venido a revolucionar las técnicas de excavación y soporte de obras subterráneas. Su aplicación en todo tipo de obras de ingeniería civil y minería se extiende cada día más. A continuación se explican sus notables características, que son la base de sus magníficos resultados.

El concreto lanzado se define (ACI-506-66) como "mortero o concreto conducido a través de una manguera y proyectado neumáticamente a alta velocidad contra una determinada superficie".

La Allentown Cement Company patentó, en 1909, el mortero lanzado, al que llamó "gunite", y una máquina lanzadora, "cement gun". Su empleo por primera vez, en una obra subterránea, se estima que fue en 1914, en la mina experimental de Brucetown, de la Oficina de Minas de Pittsburgh. Posteriormente se ha aplicado como protección de superficies de roca, contra el deterioro por intemperismo y, en ocasiones, como medida de soporte temporal.

Sin embargo, esta última función la ha cumplido en forma limitada, ya que tiene tendencia a desprenderse ante presión de roca, por mínima que ésta sea. Puede aplicarse sólo en capas relativamente delgadas, \pm 25 mm. (1"), las cuales en promedio pueden ser aún de menor espesor si se tienen en cuenta las irregularidades de la superficie de la roca, que agravan el problema de adherencia entre las capas.

Además, lleva aparejadas contracciones excesivas y agrietamientos consiguientes debido al alto contenido de cemento que suele tener.

En la postguerra, los países del centro de Europa (Austria, Suiza y el Norte de Italia) desarrollaron multitud de trabajos subterráneos en relación con obras hidroeléctricas y viales. En 1952, se usó con buenos resultados el mortero lanzado como único medio de soporte y revestimiento de los túneles de presión y de otros túneles en el desarrollo hidroeléctrico suizo de Meggia.

En los años siguientes, surgió el empleo del concreto lanzado como resultado de la aparición de máquinas lanzadoras capaces de mover agregados de hasta 25 mm. (1") de grueso y de mezclar, en forma controlada, los inertes y el cemento, y a raíz de la introducción de aditivos poderosos, endurecedores y aceleradores del fraguado del cemento, que permitieron aplicar el nuevo concreto en superficies húmedas y aún en presencia de flujos de agua fuertes.

Entre 1953 y 1967 se demostró su bondad en numerosos proyectos subterráneos austríacos, suizos e italianos, en condiciones tan variadas como la prevención de aflojamiento de rocas química y estructuralmente inestables; la estabilización de material heterogéneo de deslizamientos antiguos y de materiales blandos y húmedos; el soporte, combinado con anclas inyectadas, de excavaciones en terreno milonitizado de esquistos sercíticos muy húmedos que producen altas presiones de roca; y la excavación (del metropolitano milanés) en gravas no cementadas. Sólo en algunos de estos casos se usó soporte adicional de marcos de acero (o de celosía de acero y concreto lanzado) y malla.

La experiencia sueca, en rocas más competentes que las alpinas, ha promovido el uso de concreto lanzado sin refuerzo, muchas veces aplicado sólo en las grietas y juntas de las masas de roca.

En 1960-62, Aliva, una firma suiza fabricante de equipo lanzado, llevó sus máquinas y la técnica de su uso a Sudamérica, primero a Venezuela y después a Chile y Perú.

Para 1965, Japón ya se había incorporado al desarrollo de la nueva técnica.

En Norteamérica empieza a aplicarse hasta 1967, cuando la firma canadiense Mason, Dolmage y Stewart lo pone en práctica en un túnel ferroviario en Vancouver, Canadá. Este retraso de Norteamérica en aceptar el concreto lanzado parece obedecer, por una parte, a que, no teniendo restricciones de acero, no se vió la necesidad de buscar un sistema de ademe más económico que los marcos de acero



convencionales y, por la otra, que las experiencias con el mortero lanzado como soporte de excavaciones subterráneas habían sido, las más de las veces, negativas.

En suma, el concreto lanzado ha probado su efectividad en la prevención del aflojamiento de la roca en una gran variedad de condiciones geológicas. Su uso es particularmente útil en rocas blandas. Ha sustituido a los métodos convencionales alpinos de ataque en galerías múltiples, al permitir, con igual seguridad, el avance a sección completa o a media sección y banquito. En varios casos es viable y más expedito que el tablestacado llevado adelante del frente, en excavaciones subterráneas, donde este sistema hubiera sido indispensable de no contarse con el concreto lanzado.

1-2 FUNCIONES

Se ha formulado una gran variedad de ideas acerca de la manera en que el concreto lanzado cumple su función como soporte y protección en una excavación subterránea. Los cuatro factores mencionados por C. Alberts (1963-1965), representante de la técnica sueca, quizá sean los más generalmente aceptados como componentes de dicha función:

1.- El concreto lanzado se introduce con fuerza en las juntas abiertas, las fisuras y las irregularidades de la superficie de la roca, cumpliendo, en esta forma, la misma función de liga que la del mortero en un muro de mampostería.

2.- El concreto lanzado impide la filtración del agua a través de las juntas y de las fisuras en la roca y, por lo tanto, evita la socavación o erosión de los materiales de relleno de las juntas, así como el deterioro de la roca por el aire y el agua.

3.- La adhesión del concreto lanzado a la superficie de la roca, y su propia resistencia al esfuerzo cortante, impiden, en una gran medida, la caída de bloques sueltos de roca, desde el techo del túnel.

4.- Una capa continua de concreto lanzado (15 a 20 cm.), constituye un soporte estructural, ya sea en forma de un anillo cerrado o de un elemento fijo en forma de arco.

Estos conceptos hacen referencia a la cualidad de soporte de presiones de aflojamiento. La técnica sueca tiene la desventaja de que reside mucho en el juicio o criterio del responsable del frente.

He aquí algunos comentarios de A.A. Mathews de E.E.U.U. (1973):

"¿Qué es lo que permite que una capa relativamente delgada de concreto lanzado haga las veces de un ademe pesado de marcos de acero o de un revestimiento de concreto?"

"Desde luego, el hecho de que el aditivo produce un fraguado muy rápido y una alta resistencia temprana. También la aplicación inmediata del concreto lanzado ayuda a prevenir el aflojamiento de la roca después de la tronada. Si no se deja que se desprenda ningún fragmento de roca de la superficie excavada, el túnel, obviamente, permanecerá estable. Pero hay algo más que eso.

"Desde hace tiempo, se admite que algún desplazamiento o flujo plástico debe permitirse si se quiere disminuir lo más posible la carga de roca sobre los ademes. Por otra parte, a menos que este desplazamiento sea controlado, se manifiestan con frecuencia movimientos intolerables de la masa. Una capa de concreto lanzado aplicada de inmediato a la superficie de roca recién expuesta, parece tener la flexibilidad suficiente para fluir plásticamente junto con la roca vecina y, a la vez, contar con la capacidad estructural necesaria para mantener la estabilidad. Pero el cumplimiento de estos objetivos requiere la aplicación, la coordinación y el control de muchos elementos.

"El proyectista debe aplicar, con propiedad, los principios de la mecánica de rocas o de suelos al proyecto que se esté estudiando. Además, debe dimensionar y programar el concreto lanzado y seleccionar sus complementos, tales como anclas, soportes adicionales o refuerzo. Debe contarse con materiales y equipo adecuados. Los obreros deben ser calificados o deben prepararse para una aplicación correcta del concreto lanzado; y, finalmente, debe mantenerse un control de calidad".

F.E. Mason y R.E. Mason de Canadá (1972) basándose en la experiencia europea y, concretamente, en las investigaciones y aplicaciones hechas por el grupo austriaco (el más activo en estas lides, encabezado por Rabcewicz) pregonan una función de colaboración, del concreto lanzado con la roca, más completa que la simple función de soporte de las presiones de aflojamiento.

Así citan que, de los conceptos de mecánica de rocas de Müller, se sabe que los factores principales que influyen en la integridad de una excavación subterránea son:

La dependencia de la resistencia de la masa de roca en el grado de aflojamiento (a mayor aflojamiento o dilatación menor resistencia).

La influencia del esfuerzo principal menor (lateral) en la resistencia de la masa. (Experimentos de Muller, Pacher y John muestran que aún esfuerzos transversales muy pequeños, σ_2 y σ_3 , son suficientes para prevenir, en gran medida, las deformaciones unitarias transversales y, por lo tanto, el aflojamiento).

La influencia muy principal del tiempo en su comportamiento; (Rabcewicz ha repetido numerosas veces que la absorción de esfuerzos y su redistribución no es un estado estático, sino un proceso dinámico y viene acompañado por una deformación progresiva que no es más que cambio de posición en el tiempo).

La conclusión de Muller —citan los Mason—, es que la estabilidad de un túnel se garantiza cumpliendo estos requisitos:

Evítese lo más posible el aflojamiento.

Aprovéchese lo más posible el tiempo que la roca requiere para deformarse.

Provéase de soporte lateral a la roca, mediante fuerzas aplicadas oportunamente, para evitar esfuerzos uniaxiales.

El objetivo es la estabilización de una excavación para volver al equilibrio la masa de roca que la rodea, más que proveer un soporte a las presiones de aflojamiento; principio este último en el que se basan en gran medida los sistemas de soporte convencionales. Un revestimiento continuo (estructural) de concreto lanzado, puede cumplir con todos los requisitos arriba dichos: Puede aplicarse inmediatamente después de la voladura, para evitar aflojamiento posterior, incluyendo las pequeñas fisuras que inician la desintegración de la roca. Puede aplicarse por áreas en cualquier parte de la sección completa, donde se requiera (un caso extremo fue el avance de pequeñas áreas en el arco y las paredes del túnel del metro en Milán en arenas y gravas no cementadas). No requiere reposición o sustitución por otro elemento de soporte alternativo. Proporciona soporte lateral a la superficie de la roca, para que se eviten estados de esfuerzos uniaxiales. Hace posible un drenaje efectivo de la roca.

Los esfuerzos en un sistema estructural de concreto lanzado son el resultado de un flujo plástico de la roca, desarrollado a medida que la roca, y el concreto adherido a ella, se ajustan a un estado de equilibrio, y no del peso y las deformaciones de una roca en estado de aflojamiento.

Sin embargo, los espesores convencionales de concreto lanzado pueden resistir sólo temporalmente cargas potenciales. El incremento de espesor más allá de los 20

ó 30 cm. (8 ó 10") puede destruir la flexibilidad requerida para ajustarse al flujo de la roca. Las rocas muy quebradas y frágiles, las brechas, los aglomerados y los conglomerados sueltos, y los materiales plásticos blandos, pueden formar grandes o extensas zonas de tensión antes de que el concreto lanzado se aplique. En estos casos, el anclaje sistemático ha demostrado incrementar la cohesión y preservar la integridad de estos materiales contra la relajación o desintegración y el deterioro. En esto se basa el Nuevo Método Austríaco de tuncleo, una de las técnicas aplicadas en los más asombrosos proyectos de los últimos tiempos.

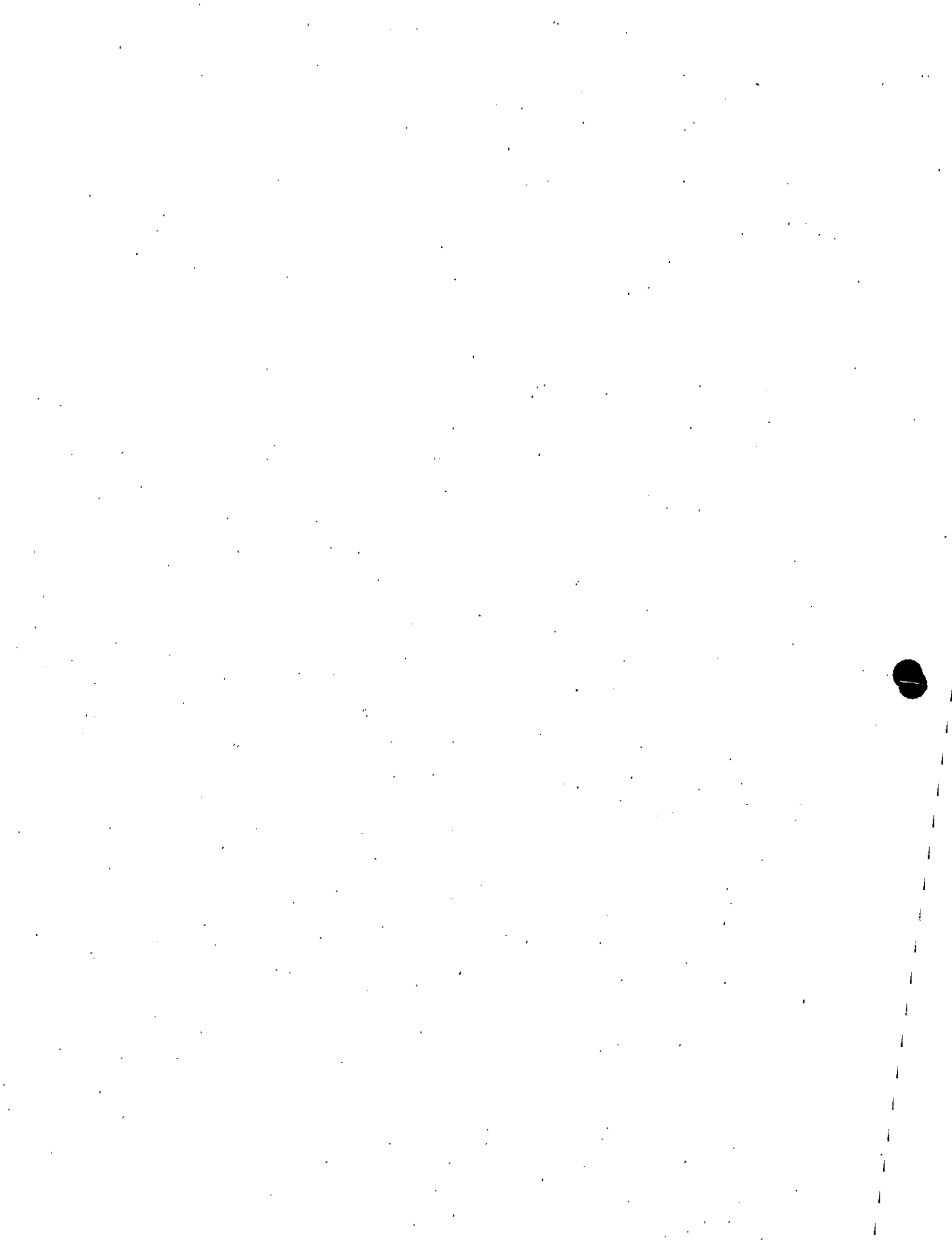
Para que el revstimento de concreto lanzado dé buenos resultados, su interacción con la roca debe ser tal que se impida el movimiento continuo de ésta. Su verdadera función es más bien de colaboración con ella. En otras palabras, el objeto del concreto lanzado es el de mantener el equilibrio de la roca alrededor del túnel, reforzando su capacidad de autosoporte, más bien que tratar de reemplazar o reproducir las propiedades de soporte de la roca que se removi6 del túnel al excavar.

La gran ventaja del concreto lanzado es que se puede aplicar muy rápidamente para soportar toda la periferia de una excavación subterránea, ya sea perforada con máquina o excavada con explosivos. Tiene, además, una gran flexibilidad para aplicarse en cualquier momento y para traslaparse con otras actividades del proceso de excavación, con lo cual se logran importantes ahorros de tiempo en el ciclo de trabajo.

1-3. METODO

Existen dos procedimientos para aplicar el concreto lanzado: el de mezcla húmeda y el de mezcla seca.

El primero consiste en mezclar cantidades medidas de agregados, cemento y agua, introducir la mezcla resultante en un recipiente para de ahí conducirla neumáticamente a través de una manguera y expulsarla finalmente por una boquilla. Tiene la ventaja de que se lleva un control rígido de la relación agua-cemento de la mezcla. Pero el equipo disponible maneja agregado máximo de sólo 9.5 mm. (3/8"). Por otra parte, como los aditivos, por su acción rápida, no es posible añadirlos antes de la boquilla, es imposible lograr un mezclado completo de los mismos, ya sea que vengan en forma de polvo o en forma de líquido; por ello el producto no llega a adherirse bien del todo a superficies húmedas. Al tener una relación agua-cemento predeterminada, se presta menos a la flexibilidad de aplicación que se requiere, sobre todo en trabajos subterráneos, cuando las condiciones del terreno son cambiantes y





TUNEL	GEOLOGÍA	DIMENSIONES DEL TUNEL	TIPO DEL TUNEL	TIPO DE DISEÑO DE CIMENTOS LAJAS Y CIMENTACIÓN DE TUBOS	REFERENCIA
16. Vancouver Canada	lutitas, areniscas quartzificadas	20' x 25' 8.10' x 9.75'	150-100' 46-92 m	4 a 6" aplicadas inmediatamente después de la tronada en un terreno que se afloja	Moore EE Urbid Moore, PE (1961)
17. Boreas I canal de abastecimiento, Boreas, - Noruega, -	fallas llenas de montmorillonita	12m	150m	falla del concreto lanzado -- por arcillas expansivas	Breke & Salmer Olson (1965)
18. Pájico canal de drenaje Suiza	perfilado de - cuarcas alterado, arcillita de arcilla, fuertes alteraciones de canchales y montmorillonita	140m	50-100m	concreto lanzado con 200000 espaldas irradiadas después de la tronada, 8-20 m para apoyo provisional, 20-40m para revestimiento permanente, fuerte hinchamiento	Ferguson & Feik, (1967) Vattenbyggsbyrå (1968)
19. Canal de drenaje de Sella Suiza	granito alterado en montmorillonita	100m 9 a 17m	10m	falla debida al hinchamiento de la montmorillonita.	Cecil (1967)
20. Cimentación de tuberías Suiza	esquistos, fallas con arcillas que se hinchan.	40m	--	20 cm de concreto lanzado con 20 cm de arena, arcillas que se hinchan, algunas fallas.	Bakken (1968)
21. Canal de drenaje de Sella Suiza	esquistos con montmorillonita, zona fallada	64m 9x7.6m	120m	10 cm de concreto lanzado inmediatamente después de la tronada, derruido de 400-500 en arcillas expansivas en zona de falla	Cecil (1967)
22. Inyección de agua	grietas, torsiones	60-90m	50-100m	fuertes flujos de agua -- 10000 lit/min, producidos en la zona por tuberías con concreto lanzado en un gran túnel.	Kramer, (1967) Ailstein (1967)
23. Canal de drenaje de Sella Suiza	zonas de - montmorillonita y fallas en arcillas	10-30m	100m	falla la cual por la poca adhesión del concreto lanzado con la arcilla, por fuertes presiones con agua este lanzado.	Cecil (1967)
24. Inyección de agua	granito fallado, esquistos de mica	--	--	construcción de concreto lanzado en forma de anillo, inyección cuando flujos de agua a presiones elevadas.	Thorpe (1961)
25. Canal de drenaje de Sella Suiza	esquistos de mica	--	--	concreto permanente fuerte hinchable	Landsman & Kellum (1967)
26. Canal de drenaje de Sella Suiza	esquistos, mica y arcilla	--	--	quita para impedir el hinchamiento por la acción del agua	Jeffers (1961)
27. Inyección de agua	quita, flujo de agua en cañales laterales	12m	20-100m	lanzado de concreto en zona muy húmeda	Gardell (1968)
28. Inyección de agua	fallas con - arcillas y esquistos, fuertes flujos de agua	22m 12-17	20-30m	concreto lanzado utilizado como refuerzo y para drenar agua, inyección de concreto complementaria.	Perderson (1966)



obligan a variar rápidamente la cantidad de agua. Lleva, además, los riesgos de taponamiento inherentes a todo concreto bombeado cuando por alguna causa se interrumpe el suministro o la expulsión.

Este método se considera adecuado para emplearse con operadores poco capacitados y, en particular, en los accesos de pequeñas dimensiones a minas, los cuales en su mayor parte están secos.

El procedimiento de mezcla seca consiste en una revoltura de agregados, algo húmedos, y cemento, que es alimentada a una máquina lanzadora, de la cual se envía en un chorro de aire a presión a través de una manguera hasta la boquilla de expulsión. El agua de hidratación se añade en la boquilla misma, inmediatamente antes de la expulsión. La cantidad de agua la regula manualmente el lanzador. Los aditivos en polvo se añaden en la mezcla seca cuando ésta se alimenta a la máquina lanzadora; si se usan aditivos líquidos, éstos se mezclan con el agua de hidratación antes de llegar a la boquilla.

El procedimiento de mezcla seca es el más extensamente empleado para aplicar concreto lanzado de agregado grueso, particularmente en obras subterráneas.

1-4 MEZCLAS

La cantidad del concreto lanzado depende de la calidad de los materiales que lo componen, de la granulometría de los agregados, de la relación agua/cemento y del grado de compactación.

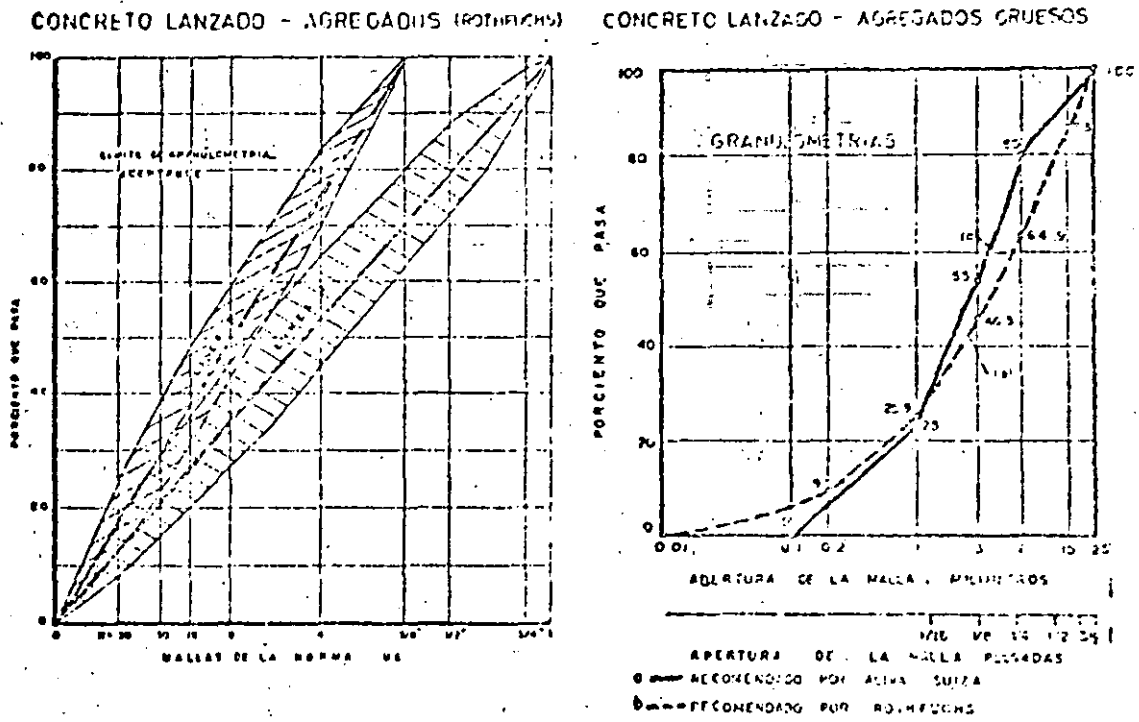
La densidad de sólidos de los agregados debe ser 2.55 a 2.65 y el módulo de finura de la arena debe estar comprendido entre 2.5 y 3.0. Para agregados fuera de estos límites el contenido de cemento requiere ajuste.

El agregado debe cumplir con las normas ASTM y estar bien graduado. Así puede obtenerse compactación óptima, máxima densidad, impermeabilidad y resistencia a la compresión y mínimo rebote. El agregado compuesto por partículas alargadas y aplanadas o el que contiene partículas astillables no da buena compactación y requiere corrección de las mezclas en los contenidos de agua y cemento.

Es el agregado grueso el que da estructura a la mezcla y el que la compacta al martillarla con presiones de 3 a 5 Kg/cm².



LIMITES DE GRANULOMETRIA RECOMENDABLES CON TAMAÑOS MAXIMOS DE AGREGADO DE 9.5 y 19mm. (3/8" y 3/4").

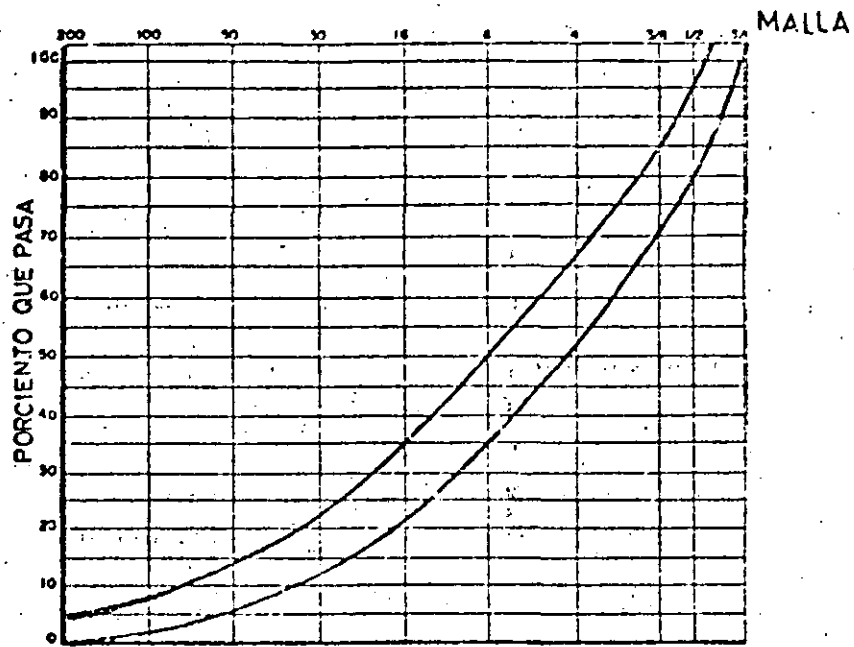


El segundo es por todos conceptos más recomendable que el primero para trabajo estructural. El primero se usa más bien para recubrimientos o para protección de superficies de acero. Las arenas (menor de la malla 4) deben constituir menos del 60% de la mezcla de agregados.

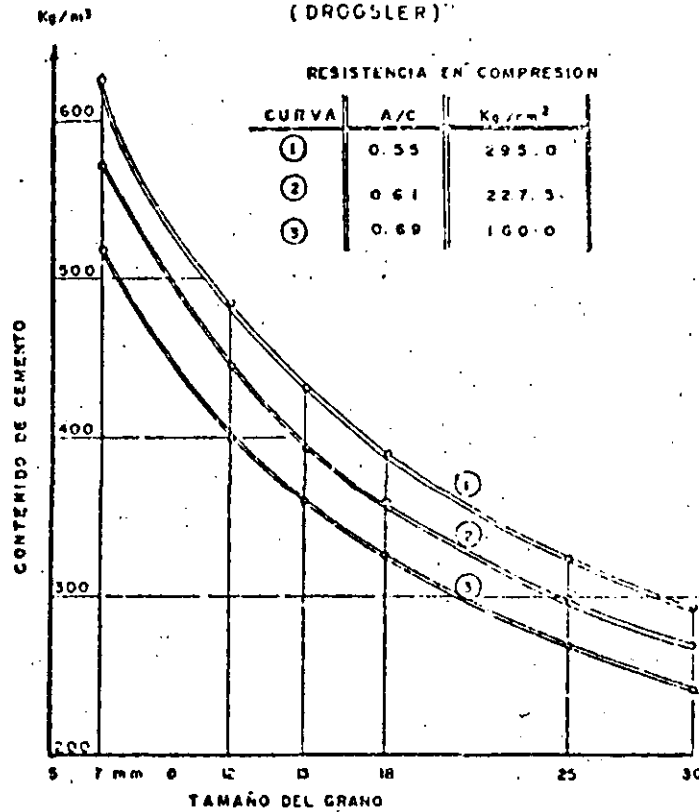
LIMITES DE GRANULOMETRIA ESPECIFICADOS PARA LAS OBRAS DEL DRENAJE PROFUNDO DE LA CIUDAD DE MEXICO.

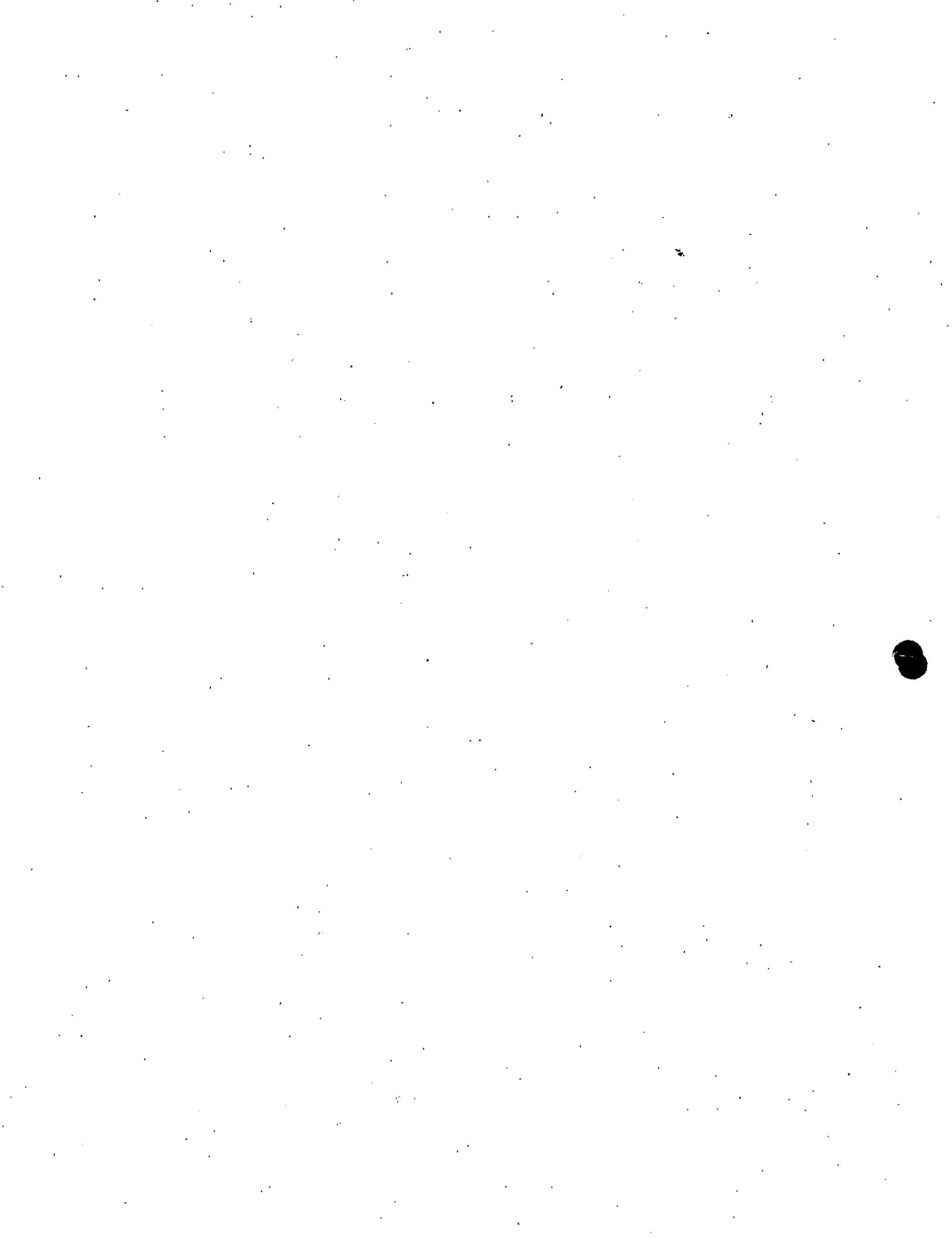
12

CONCRETO LANZADO - LIMITES GRANULOMETRICOS



RELACION CEMENTO-TAMAÑO DE GRANO - CALIDAD (DROGSLER)





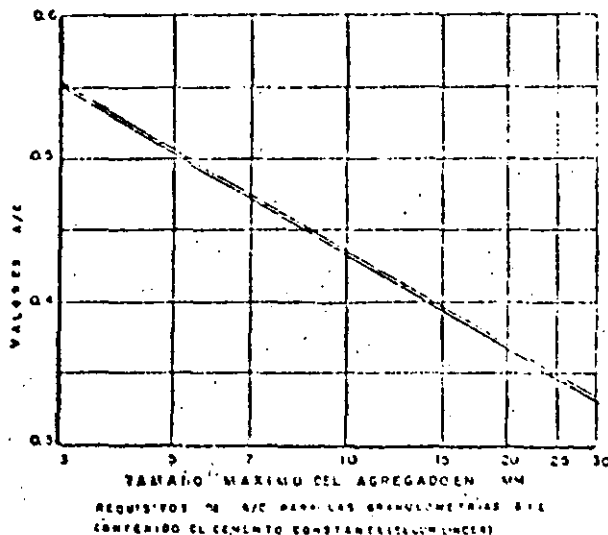
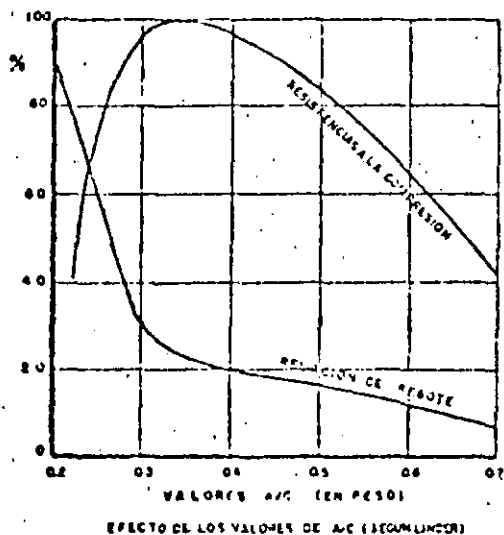
El contenido de cemento viene determinado por los requisitos de resistencia y por el tamaño máximo del agregado. Requisitos exagerados de resistencia implican un contenido de cemento excesivo, lo que dá lugar a contracciones y agrietamientos también excesivos. En el túnel de Vancouver, la mezcla tenía 400 kg. de cemento por m^3 , cuando alcanzó 480 kg/m^3 se presentaron agrietamientos importantes por contracción.

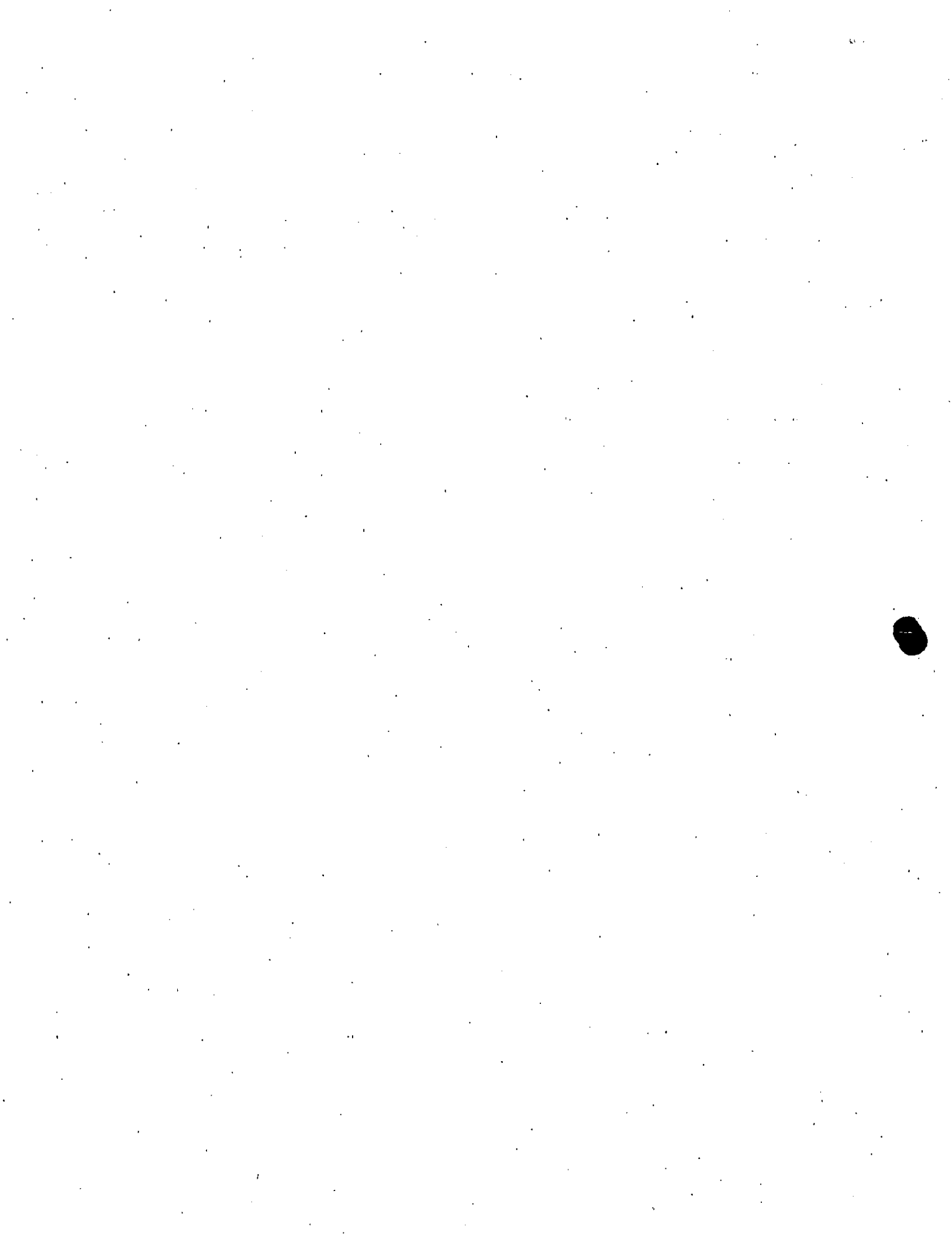
En el Drenaje Profundo de la Ciudad de México, se especificó una relación de cemento a agregados de 1 a 4 en promedio, ($450 kg/m^3$). Y no se presentaron agrietamientos importantes.

Es interesante anotar que la pasta ya aplicada, suele tener un mayor contenido relativo de cemento que la mezcla seca y una relación agua/cemento algo más baja que el concreto normal, debido al rebote o desperdicio, el cual está formado principalmente por grava y en menor grado por arena y lechada, que se desprenden de la pasta por el impacto del chorro.

El agua debe cumplir los requisitos que se exigen para el concreto común, es decir, debe ser limpia y estar libre de limo y materia orgánica, álcalis y otras sales minerales disueltas. La relación agua/cemento óptima para lograr máxima resistencia, se presenta en el punto de máxima densidad. El objetivo debe ser entonces colocar el material en la consistencia estable más húmeda posible, o sea, en el punto de abolsamiento o cedencia incipiente. El operador o lanzador, puede darse cuenta que se ha alcanzado ese punto cuando aparece en la superficie del concreto fresco un lustre de humedecimiento ligero.

RELACION AGUA/CEMENTO EN FUNCION DE OTRAS CARACTERISTICAS.





Los aditivos enérgicos, endurecedores y acelerantes del fraguado, producidos en la Europa Alpina, y cuyo uso se ha extendido después al resto del mundo, dan al concreto lanzado algunas de sus características más apreciadas, a saber, el poder aplicarse en terreno húmedo o mojado y el poder controlar fuertes filtraciones de agua.

Los principales ingredientes activos son: aluminato de sodio e hidróxido de sodio, con carbonatos de sodio, potasio y calcio e hidróxido de calcio como catalizadores. Debe verificarse la compatibilidad del acelerante con el cemento empleado; sus ingredientes pueden variarse (en sus proporciones relativas) para adaptarlos a los cuatro componentes principales del cemento Portland.

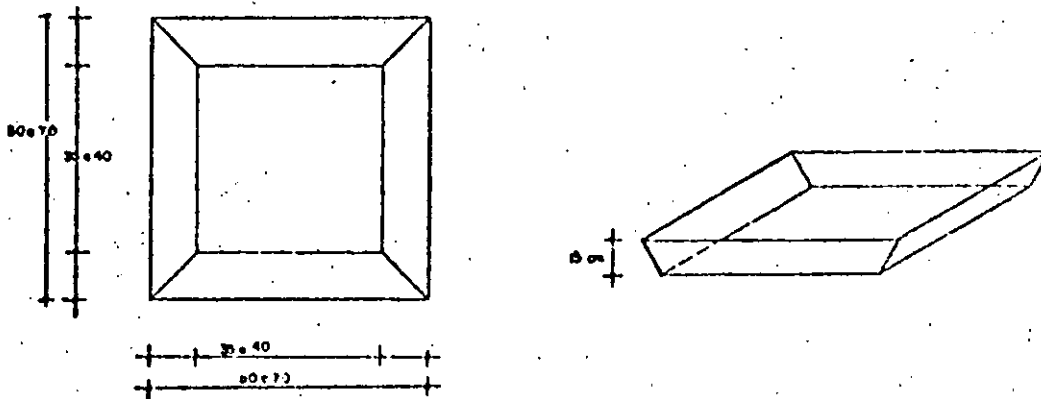
Las dosificaciones de aditivo varían normalmente entre 2 y 6% del peso del cemento.

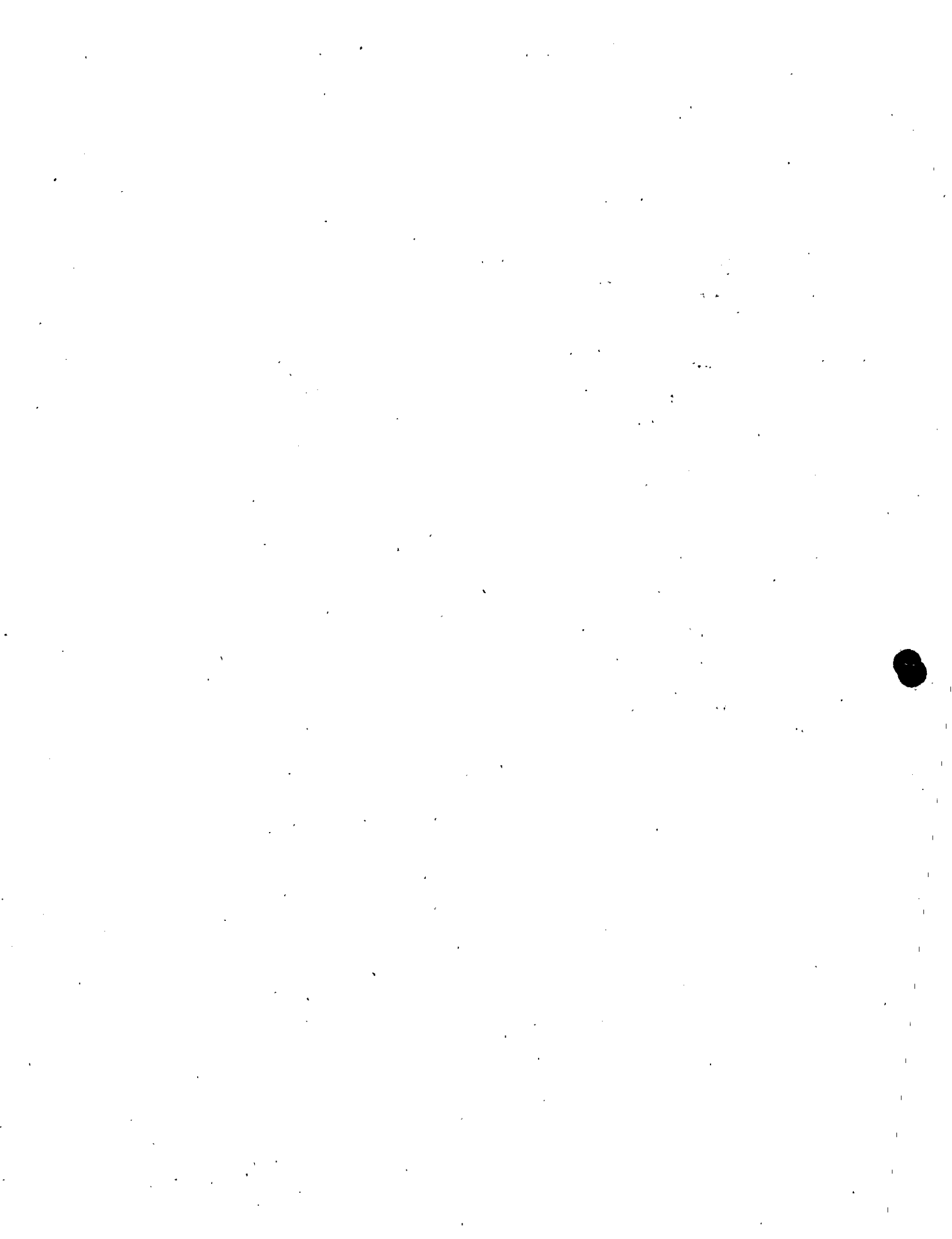
El aditivo permite aumentar el espesor de las capas de concreto lanzado; el fraguado rápido y endurecimiento que provoca, le da al revestimiento resistencia para soportar tronadas a las pocas horas de aplicado (dos horas en Vancouver); reduce además el rebote.

En las primeras aplicaciones, cuando el espesor es muy delgado, se suele emplear más cantidad de aditivo para lograr una alta adhesividad aún a costa de una resistencia a la compresión más baja (hasta 30% menor que el concreto no acelerado). Las capas posteriores pueden llevar menos aditivo y su detrimento en la resistencia a la compresión será insignificante.

Un fraguado inicial máximo de 1 1/2 horas y uno final de 12 horas son los que se especifican normalmente, pero estos tiempos son demasiado largos, sólo útiles para trabajos de recubrimiento. Si se quieren dominar las filtraciones de agua y soportar el terreno de poca cohesión, se requieren tiempos de fraguado inicial y final muy cortos. Para el túnel de Drenaje Profundo de la Ciudad de México, se ensayaron pastas de mortero con distintos aditivos y cementos y se lograron tiempos de 30 a 120 segundos.

ARTESA DE MADERA SOBRE LA QUE SE LANZA
PARA OBTENER LAS MUESTRAS DE C.L.





OBJETO DE LAS PRUEBAS DE LABORATORIO

Se requirió determinar el tiempo de fraguado de pasta de cemento conteniendo cuatro diferentes productos acelerantes, propuestos para aplicarse en la elaboración de concreto lanzado neumáticamente, alternando el uso de dos cementos distintos.

MUESTRAS

Se dispuso de muestras de los siguientes productos acelerantes:

Sigulite (polvo)

Rapidur (polvo)

Pozlig 2% (polvo)

Stabilator (líquido)

y de los siguientes cementos:

Cruz Azul, tipo II

Tolteca, tipo I

DOSIFICACIONES

Los tres productos en polvo se dosificaron a razón de 3%, en peso, respecto al contenido de cemento.

El producto líquido se dosificó substituyendo 25% del volumen del agua de mezcla.

DETERMINACIONES

Se ensayaron ocho pastas diferentes, empleando los cuatro productos con cada cemento. A cada pasta se le determinó tiempo de fraguado con aguja de Vicat y resistencia a compresión a 4, 8 y 24 horas de edad, usando especímenes cilíndricos de 5 cm de diámetro.

CONDICIONES DE PRUEBA

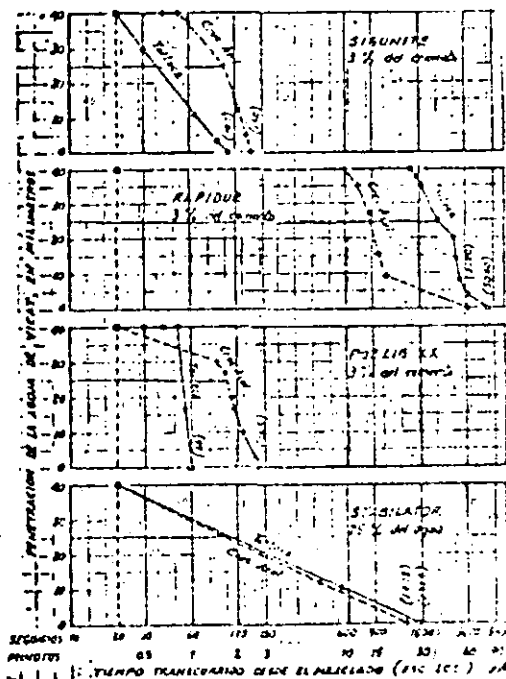
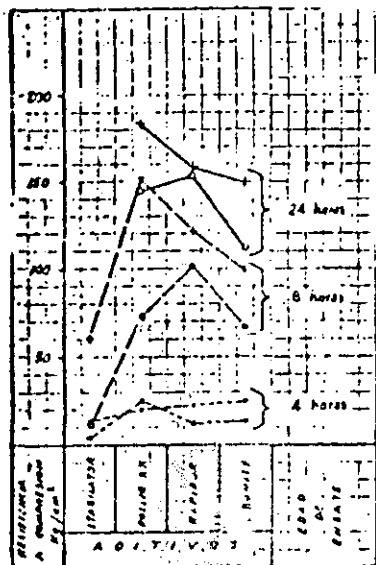
Teniéndose presente la posibilidad que ocurrieran tiempos de fraguado del orden de 20 segundos, se estableció un procedimiento de prueba que permitiera efectuar la primera observación en ese tiempo, bajo circunstancias comparativas. Las principales condiciones establecidas fueron como sigue:

- Se usó una relación agua/cemento constante e igual a 0.35, para producir pastas de consistencia ligeramente menos seca de la normal, como es definida en el método ASTM C 191 (1).
- El mezclado de cemento, agua y aditivo se hizo mecánicamente durante 10 seg, empleando la velocidad media de la batidora para pasta de cemento, especificada en el método ASTM C 309 (2).
- La determinación del tiempo de fraguado se realizó con el agarato de Vicat, como se describe en el método ASTM C 191 (3). La primera penetración de esta aguja se efectuó invariablemente a los 20 segundos de haberse iniciado el mezclado. Se consideró como tiempo de fraguado final, para fines comparativos, cuando la aguja (1 cm diám.) ya no penetró en la pasta.
- Para la elaboración de los especímenes de resistencia a compresión, se usaron moldes cilíndricos desechables, de lámina, con diámetro de 5 cm., y relación de esbeltez aproximadamente igual a dos. Para conservar invariables las condiciones de ejecución, se hizo una pasta individual para cada espécimen. Se elaboraron seis especímenes de cada mezcla diferente, para ensayar dos en cada edad de prueba.

R E S U L T A D O S

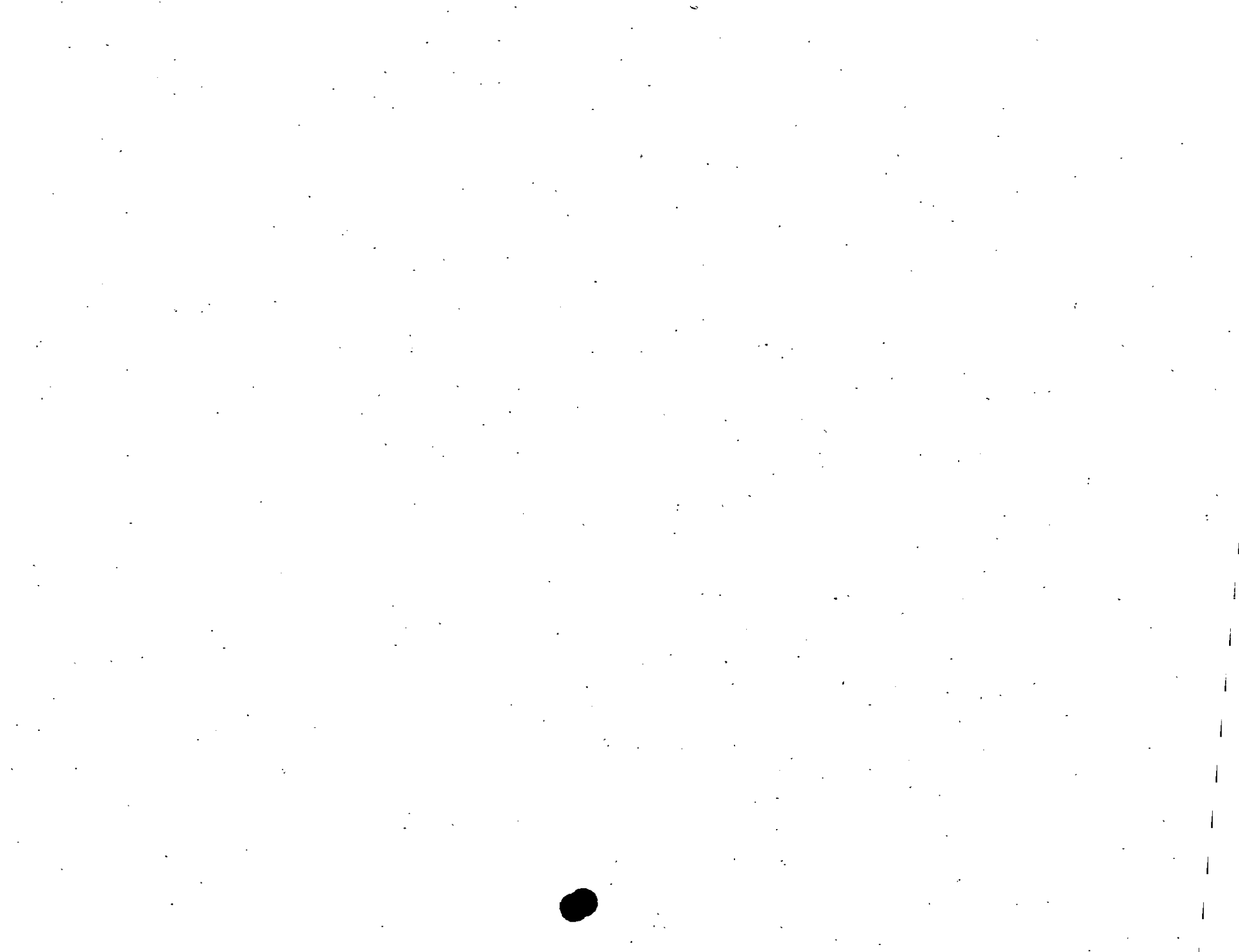
ESTUDIO COMPARATIVO DE ADITIVOS PARA CONCRETO LANZADO

MEZCLA	TIEMPO DE FRAGUADO (SEGUNDOS)	RESISTENCIA A COMPRESION /			CLAVE DE LAS MEZCLAS:
		4 hrs. kg/cm ²	6 hrs. kg/cm ²	24 hrs. kg/cm ²	
C-0	150	25	80	150	C-0. Cemento Cive Azul Tipo II.
C-A	2750	23	121	156	A- Aditivo Sigunite; 3% en peso de cemento.
C-P	168	20	132	164	P- Aditivo Rapidur; 3% en peso de cemento.
C-E	1442	13	60	—	E- Aditivo Estabilador; Sustituyendo 25% de contenido de Agua
T-0	107	14	67	111	Relación agua cemento en todos los casos A/c = 0.35
T-A	6041	13	102	134	
T-P	60	25	73	146	
T-E	1700	4	12	—	f. Resistencia cilíndrica (L/D=2) corregida por efectos de los experimentos y edad del concreto de 2 cilindros comparados



R E F E R E N C I A S

1. Método Estándar de Prueba para Consistencia Normal de Cemento Hidráulico.
ASTM, Designación C 187
2. Método Estándar para Mezclado Mecánico de Pastas y Morteros de Cemento Hidráulico de Consistencia Plástica.
ASTM, Designación C 305
3. Método Estándar de Prueba para tiempo de Fraguado de Cemento Hidráulico con la Aguja de Vicat.
ASTM, Designación C 191



DESCRIPCION DE LAS PRUEBAS DE CAMPO

El día 30 de Julio, en un sitio próximo a la Lumbera Núm. 10 del Emisor Central, se llevaron a cabo pruebas de lanzamiento de diversas mezclas de concreto.

El propósito fue ensayar varios aditivos acelerantes, con objeto de calificar su influencia sobre el tiempo de fraguado, la proporción de material rebotado y la resistencia a compresión del concreto colocado.

MEZCLAS ENSAYADAS

Se elaboraron y lanzaron seis mezclas, empleando cemento marca Tolteca tipo I (Mixcoac) en todos los casos. Las principales características distintivas de estas mezclas fueron:

- Núm. 1 : Sin Aditivo.
- Núm. 2 : SIGUITE en polvo (3% del cemento)*
- Núm. 3 : POZLIG XX en polvo (3% del cemento)
- Núm. 4 : FESTERLITH Super A en polvo (3% del cemento).
- Núm. 5 : Substitución de 25% del cemento por Puzolana**, en peso y POZLIG XX en polvo (3% del cemento).
- Núm. 6 : SIGUITE en polvo (3% del cemento)*.

* En el lanzamiento de la mezcla Núm. 2 se observó baja de presión, por lo cual se repitió usando la presión correcta. (mezcla Núm. 6).

** Material puzolánico de Puzolanas Activadas, S. A."

TIEMPO DE FRAGUADO

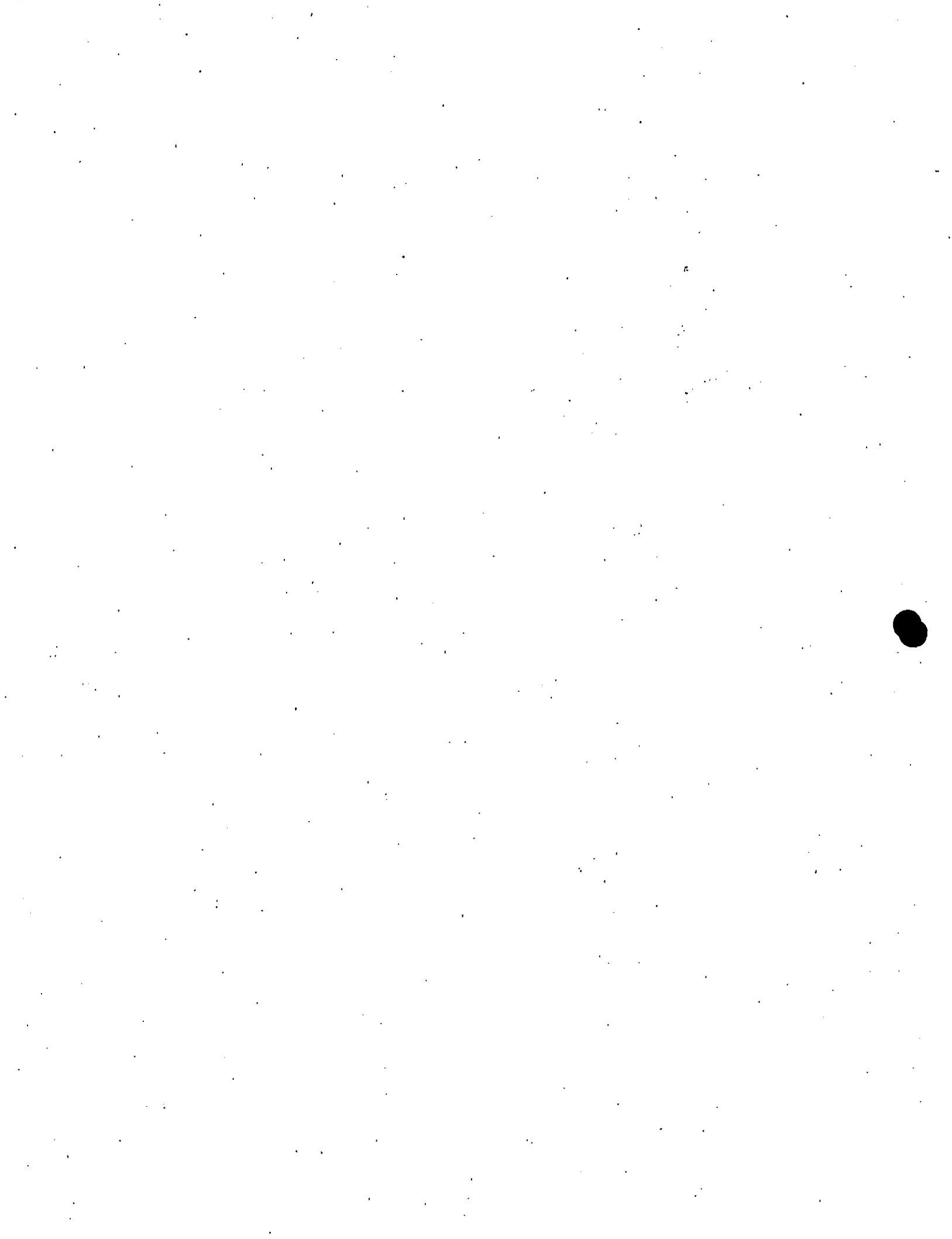
No se dispuso de equipo de campo para medir el tiempo de fraguado del concreto recién aplicado en los tableros de prueba. De tal suerte, la determinación de este tiempo se hizo en forma puramente apreciativa, estimándose que las mezclas ensayadas alcanzaron un grado comparable de endurecimiento al cabo de los siguientes lapsos*:

- Núm. 1 : (No se determinó por no contener aditivo).
- Núm. 2 : 2.0 minutos.
- Núm. 3 : 1.0 minutos.
- Núm. 4 : 3.0 minutos.
- Núm. 5 : 5.0 minutos.
- Núm. 6 : 1.0 minutos.

* El tiempo se consideró a partir de la terminación del lanzamiento sobre los tableros de prueba. El tiempo de llenado de los tableros fue de 15 a 20 segundos.

MATERIAL REBOTADO

Se determinó en cada caso el peso de concreto colocado en los moldes y la cantidad aproximada de material rebotado, recuperándolo y pesándolo, con los siguientes resultados:



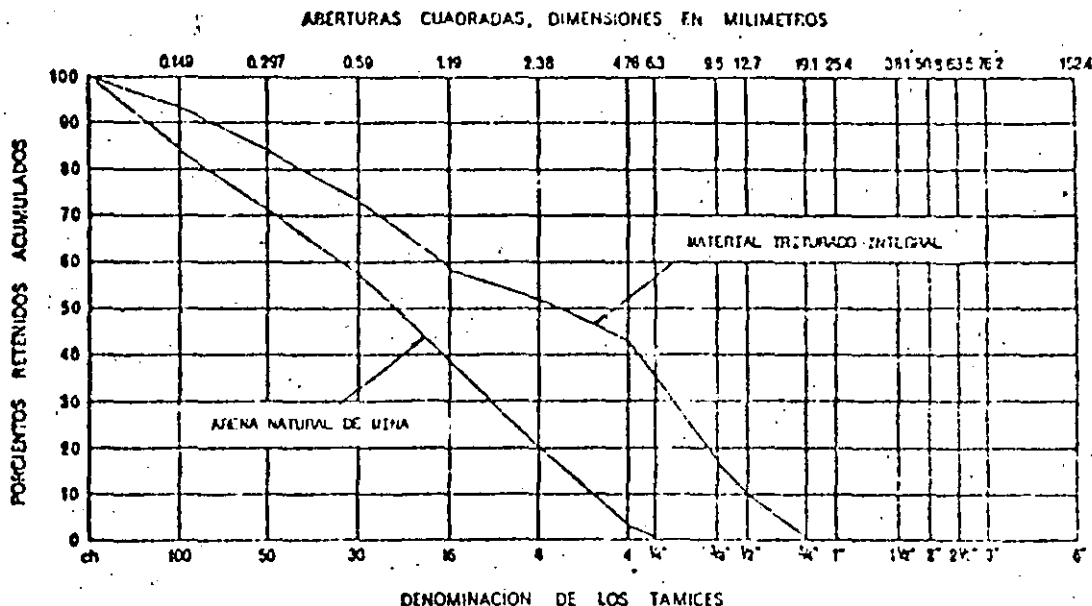
Muestra Núm	Concreto colocado (kg)	Material rebotado Peso (kg)	%	Contenido de grava en el rebote(%)
1	51.2	20.6	35.0%	63 %
2	52.5	22.1	36.2%	57 %
3	61.2	10.0	22.7%	47 %
4	64.2	13.2	15.9%	47 %
5	55.9	10.6	15.9%	47 %
6	55.7	10.0	23.4%	51 %

AGREGADOS EMPLEADOS

Se obtuvieron muestras de los agregados. Su contenido de humedad fue 10.0% para la arena natural de mina y 0.2% para el material triturado integral (arena y grava). La composición granulométrica de estas muestras se incluye en gráfica adjunta

**CURVAS GRANULOMETRICAS
DE AGREGADOS**

TUNEL, B. A.
PRUEBAS DE CAMPO DE CONCRETO
LANZADO HELICÓPTERAMENTE. —
JULIO 30 DE 1971

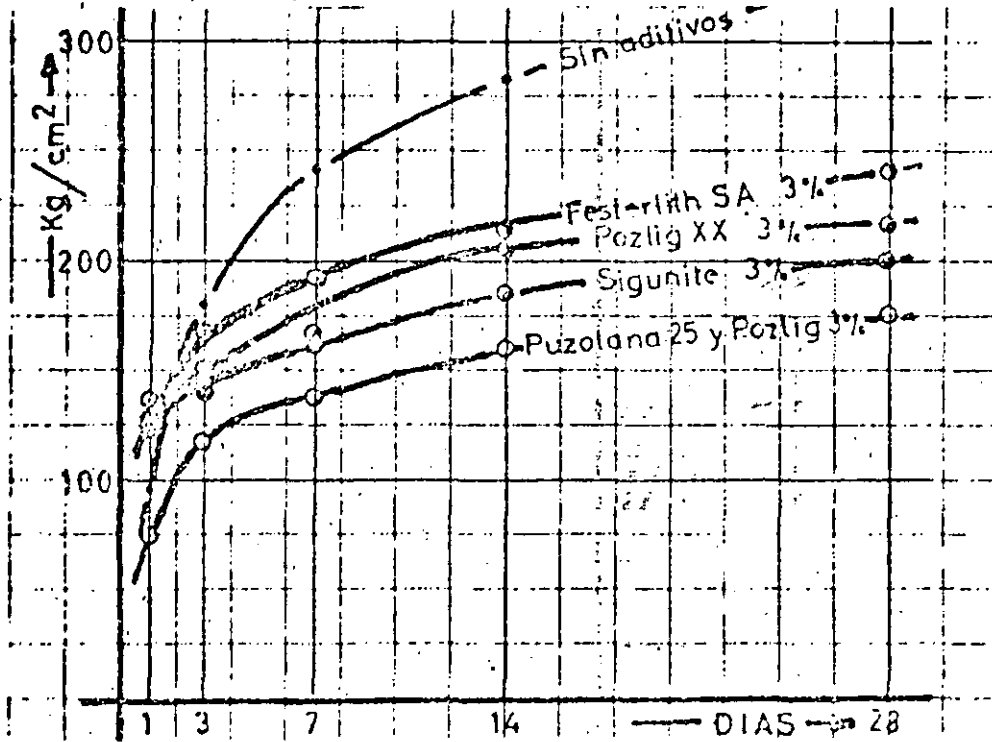


1-5; RESISTENCIA

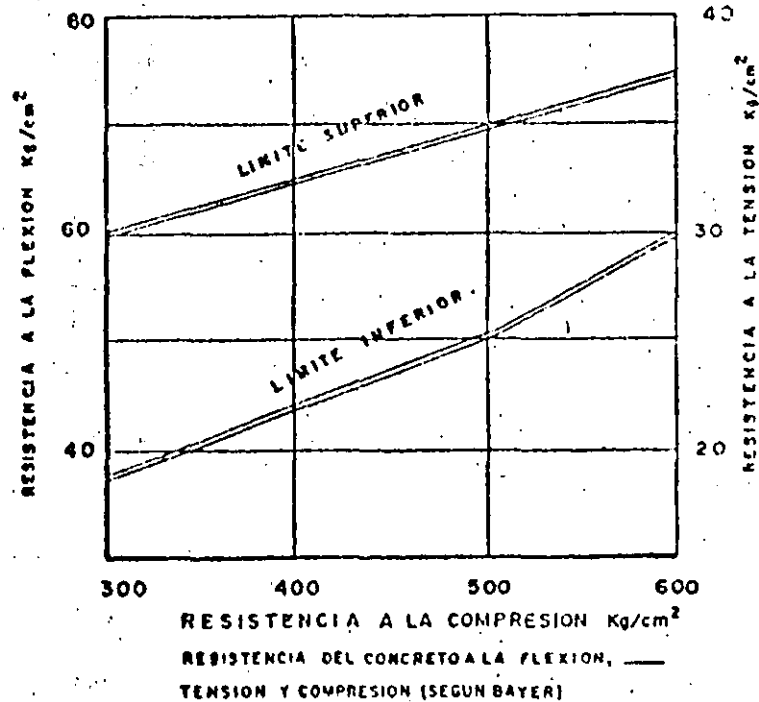
Aunque en la literatura seca se habla de resistencias de 300 a 700 kg/cm² para la compresión a los 28 días, es más real hablar de valores entre 150 y 300 kg/cm² que, para fines estructurales, son suficientes. Las resistencias al corte y a la flexión-tensión dependen de la resistencia a la compresión.

RESISTENCIAS A COMPRESION

De cada muestra de prueba se obtuvieron núcleos de 7.1 cm (2 3/4" de diámetro para determinar la resistencia a compresión del concreto colocado, a edades de 1, 3 y 14 días. Los resultados actualmente disponibles, son:

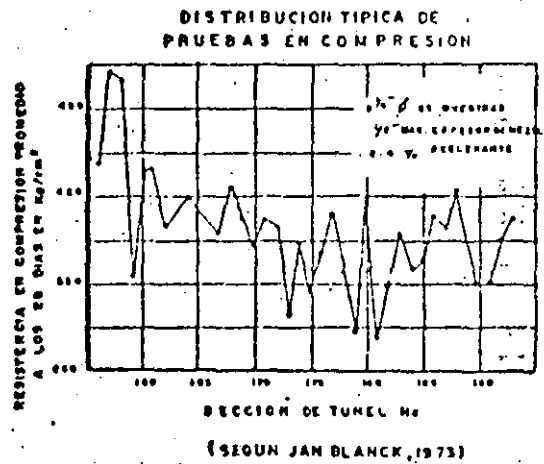


* Las resistencias a compresión que se reportan, corresponden al promedio de 2 especímenes cilíndricos de 7.1 cm de diámetro por aproximadamente 13 cm de altura. Estas resistencias han sido corregidas tomando en cuenta la esbeltez de los especímenes y están referidas a un valor de $h/d = 2$.



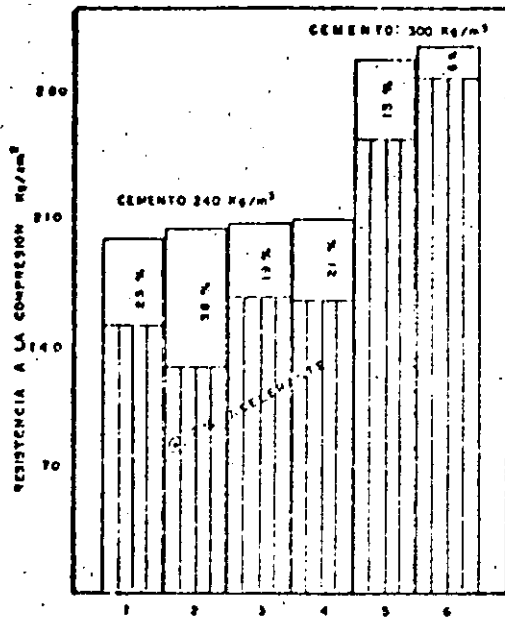
La adhesividad o adherencia del concreto es de primordial importancia en combinación con las resistencias al corte y a la flexión-tensión. Rabcewicz menciona que la resistencia al corte es 1.3 veces la resistencia a la flexión y el Instituto Sueco del Concreto (CBI) fija el valor de la adhesión en 10 a 15 kg/cm².

Es menos uniforme el valor de resistencia con mezclas secas de agregado grueso que con morteros de arena y cemento.



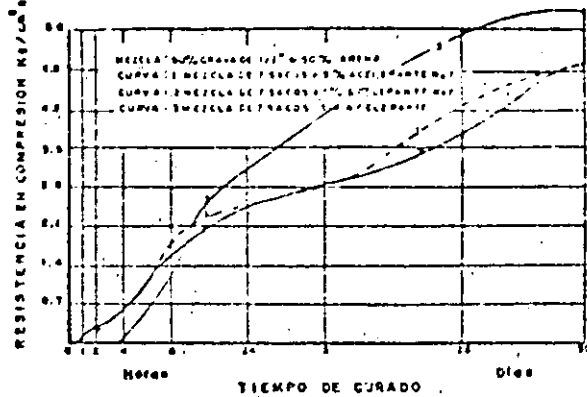
Se requiere mayor atención para asegurar la uniformidad de la granulometría y el mezclado y en el paso de la mezcla hacia la máquina lanzadora y a través de ésta. El producto final es muy sensible a variaciones en las mezclas por segregación, irregularidades en la alimentación y el agua y descuidos en la dirección y orientación del lanzado y en la distancia de la boquilla a la superficie de aplicación.

El aditivo también reduce los valores de resistencia. Reducciones de no más de 20% deben considerarse normales; reducciones mayores pueden obedecer a incompatibilidad de los ingredientes del aditivo con el cemento y deben hacerse estudios para confirmarlo.

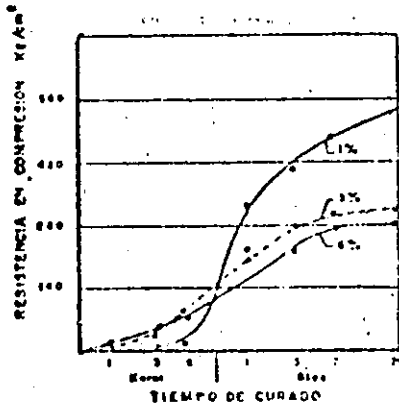


DECREMENTO EN LA RESISTENCIA A COMPRESION CON EL USO DE ACELERANTES (DE 240 PRUEBAS EN CONCRETOS CON UN CONTENIDO DE 300 kg/m³ DE CEMENTOS DIFERENTES CON Y SIN ACELERANTE) (SEGUN CHIDER)

EFFECTOS DE LOS ACELERANTES EN LA RESISTENCIA EN COMPRESION TEMPRANA Y ULTIMA



(SEGUN JAN BLANCH, 1973)



Resistencia en compresion Mezcla de 9 sacos, acelerante TRIGONAL, (SEGUN ANDERSON Y POAD, 1973)

Las especificaciones más generalizadas establecen las siguientes resistencias a la compresión tempranas para un concreto de 280 kg/cm² con 3 a 4% de acelerante en peso del cemento.

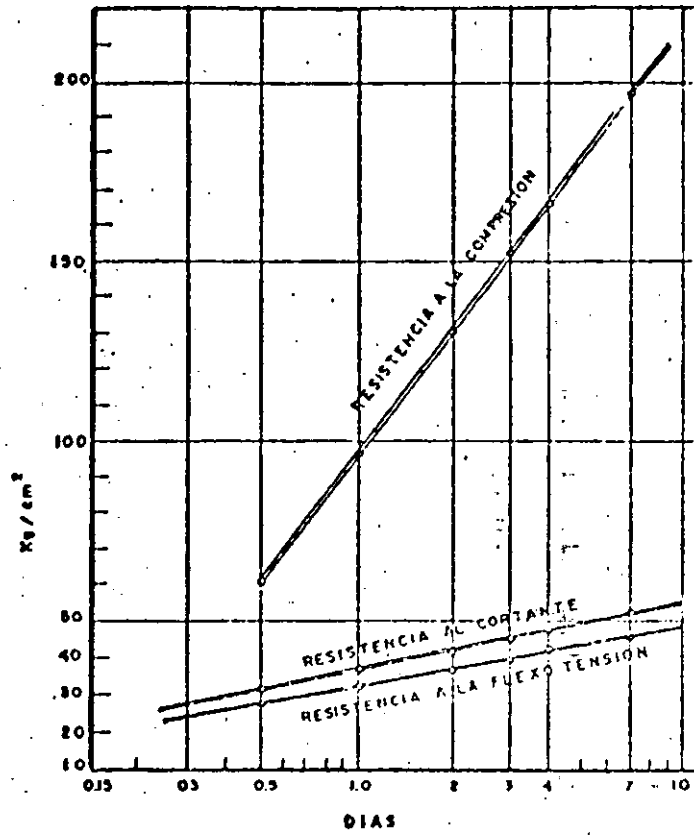
Tiempo de Fraguado

Horas
2
12

Resistencia a la compresión

Kg/cm²	
14	18
56	60

Rabcewicz muestra que la resistencia a la flexión alcanza el 50% de la correspondiente a la compresión a las 12 horas y el 30% después de dos días.



(SEGUN RABCEWICZ)

RESISTENCIA TEMPRANA RELATIVA

Se presenta un resumen de las resistencias a la compresión medidas en muestras del concreto lanzado en la obra del Drenaje Profundo de la Ciudad de México.

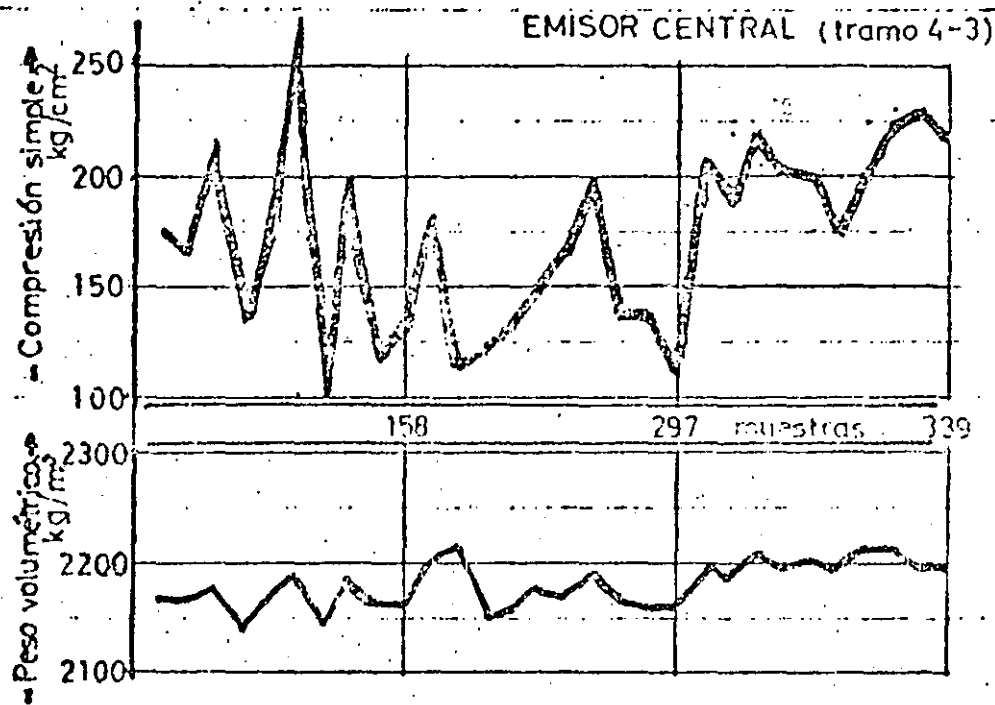
ANÁLISIS ESTADÍSTICO DE CARACTERÍSTICAS DE CONCRETO
 LANZADO
 TRAMO DE LINDERA 4 A LINDERA 3 EMISOR CENTRAL
 PERIODO: NOVIEMBRE 1971 A DICIEMBRE 1972

U N E L, S.A. DE C.V.
 GERENCIA DE CONCRETO
 LANZADO

	Número de datos (n)	Promedio	Desviación Estándar	Valor Máximo	Valor Mínimo
Resistencia 3 días	23	116 kg/cm ²	28.5 kg/cm ²	176 kg/cm ²	70 kg/cm ²
Resistencia 14 días	32	156 kg/cm ²	35.5 kg/cm ²	276 kg/cm ²	99 kg/cm ²
% Grava	27	34.9 %	12.3 %	59.4 %	9.7 %
Pesa malla Núm. 100 (Lavado)	28	11.2 %	2.1 %	16.6 %	7.6 %
Contenido de cemento	27	23.1 %	7.9 %	40.4 %	11.0 %
Peso volumétrico	31	2181 kg/m ³	20.5 kg/m ³	2214 kg/m ³	2140 kg/m ³

ANÁLISIS ESTADÍSTICO DE CARACTERÍSTICAS DE CONCRETO LANZADO (TODO EL EMISOR).	U N E L, S.A. DE C.V.
PERIODO: DE NOVIEMBRE 1971 A ENERO 1973.	GERENCIA DE CONCRETO LANZADO

	Número de datos (n)	Promedio	Desviación Estándar	Valor Máximo	Valor Mínimo
Resistencia 3 días	227	116.9 kg/cm ²	35.7 kg/cm ²	310 kg/cm ²	27 kg/cm ²
Resistencia 14 días	316	155.7 kg/cm ²	42.3 kg/cm ²	334 kg/cm ²	63 kg/cm ²
% Grava	267	34.3 %	12.9 %	74.9 %	4.2 %
Paso ajuja Núm. 100 (lavado)	271	10.5 %	2.3 %	20.1 %	2.4 %
Contenido de cemento	263	20.5 %	7.2 %	50.5 %	5.4 %
Peso Volumétrico	316	2179 kg/m ³	27.6 kg/m ³	2202 kg/m ³	2070 kg/m ³



1-6 DOSIFICACION Y MEZCLADO

Se acostumbra agrupar los agregados en tres fracciones para ser mezclados; de 19 a 9.5 mm (3/4" a 3/8"), de 9.5 mm. (3/8") a menor de la malla No. 4 y arena. La humedad de los agregados ya dosificados antes de mezclarse con el cemento debe estar comprendida entre 3 y 6%. La dosificación de agregados y cemento debe

hacerse por peso en una mezcladora o revolvedora adecuada. El tiempo de mezclado debe ser de dos minutos.

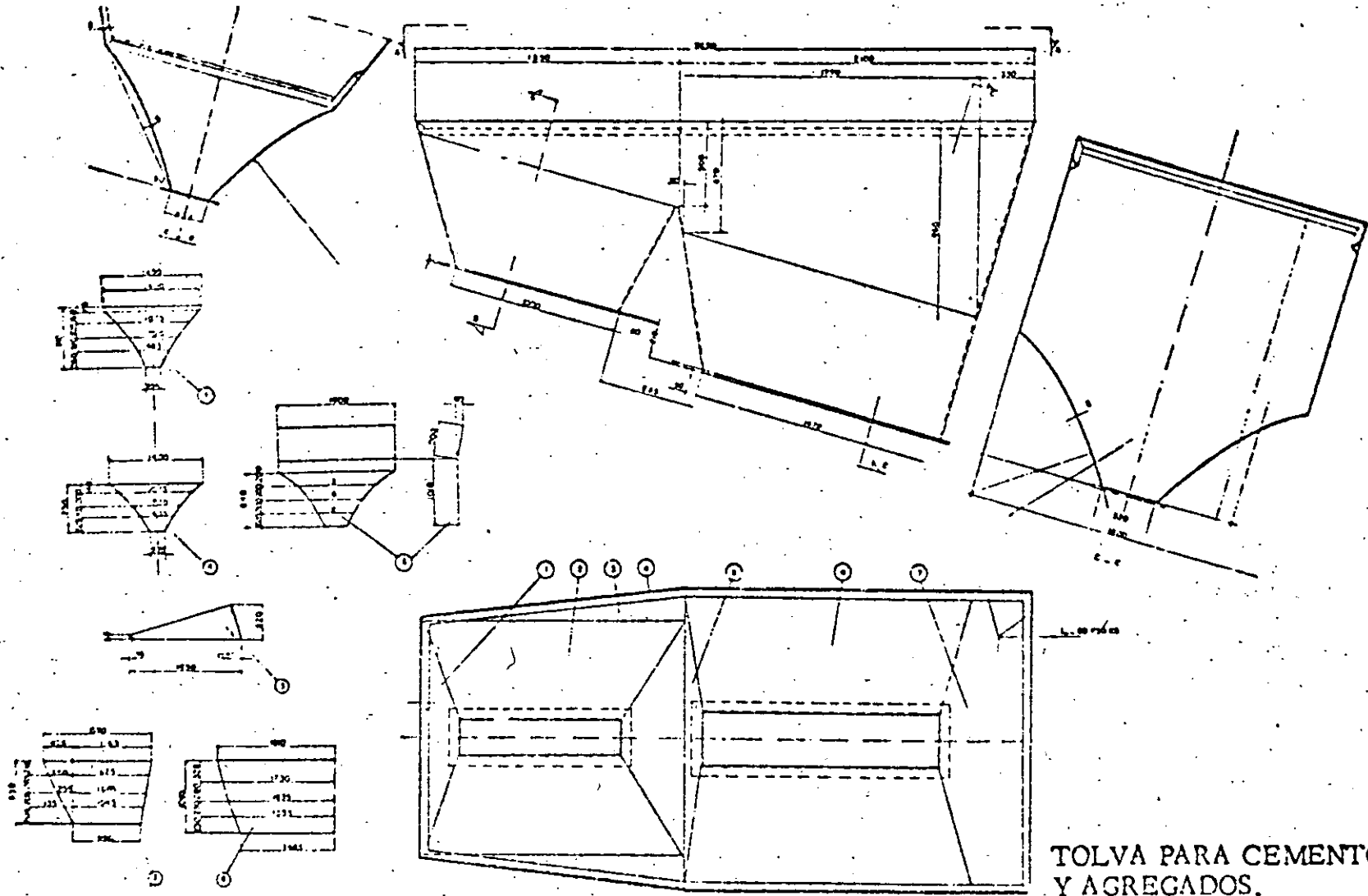
Hay que aprovechar la tendencia natural del agregado a drenar, por ser granular y permeable, para mantener su humedad dentro de los límites antes dichos. El drenaje es siempre más difícil en la arena que en la grava. Ello se evidenció en los agregados empleados para el Drenaje Profundo de la Ciudad de México, en los que fue difícil, en épocas de lluvias, bajar el contenido de humedad a menos de 8%, a pesar de que la arena se almacenaba en grandes pilas con facilidades de drenaje en la parte inferior; esto ocasionó frecuentes taponaduras de las tuberías de 30 cm. (12") de diámetro por donde se descargaba el agregado de la superficie hasta el nivel del túnel. En algo pudo mejorarse esta condición almacenando el agregado cerca de las bocas de descarga y esparciéndolo y creándolo antes de usarlo. En el Alto Anchicayá, en Colombia, donde la precipitación anual es superior a los 500 cm., sí se logró mantener una humedad del agregado de 6%, descargando la arena de río en tolvas de las que escurría toda el agua posible y almacenándola después en pilas durante 24 horas.

Mezclas muy húmedas de agregados y cemento producen taponamientos de las mangueras o tuberías de conducción y aumentan las velocidades de hidratación en niveles inaceptables. Mezclas muy secas dan problemas de no uniformidad del humedecimiento en la boquilla, lo que aumenta el polvo durante el lanzado y reduce la compactación.

El agregado utilizado en el Drenaje Profundo de la Ciudad de México, se surtió a las diferentes lumbreras, donde se iba a emplear, en forma dosificada, es decir, hecha ya la mezcla de agregado grueso (40%) y arena (60%). La mezcla se hizo en una mezcladora de turbina en la misma planta donde se trituraba el agregado grueso; éste fué producto de andesitas de un banco próximo a la planta. La arena fue, de una tercera parte a la mitad, producto de la trituración del agregado grueso, y el resto fue arena de mina de uno de los bancos del poniente de la Ciudad.

Hay diversos sistemas, en el procedimiento de mezcla seca, de transportación y de mezcla de agregados y cemento a pie de obra. Los más conocidos son los de la National Concrete Machinery de Lancaster, Penn., de la Card Corporation de Denver, Col., y de la Stabilator AB de Suecia.

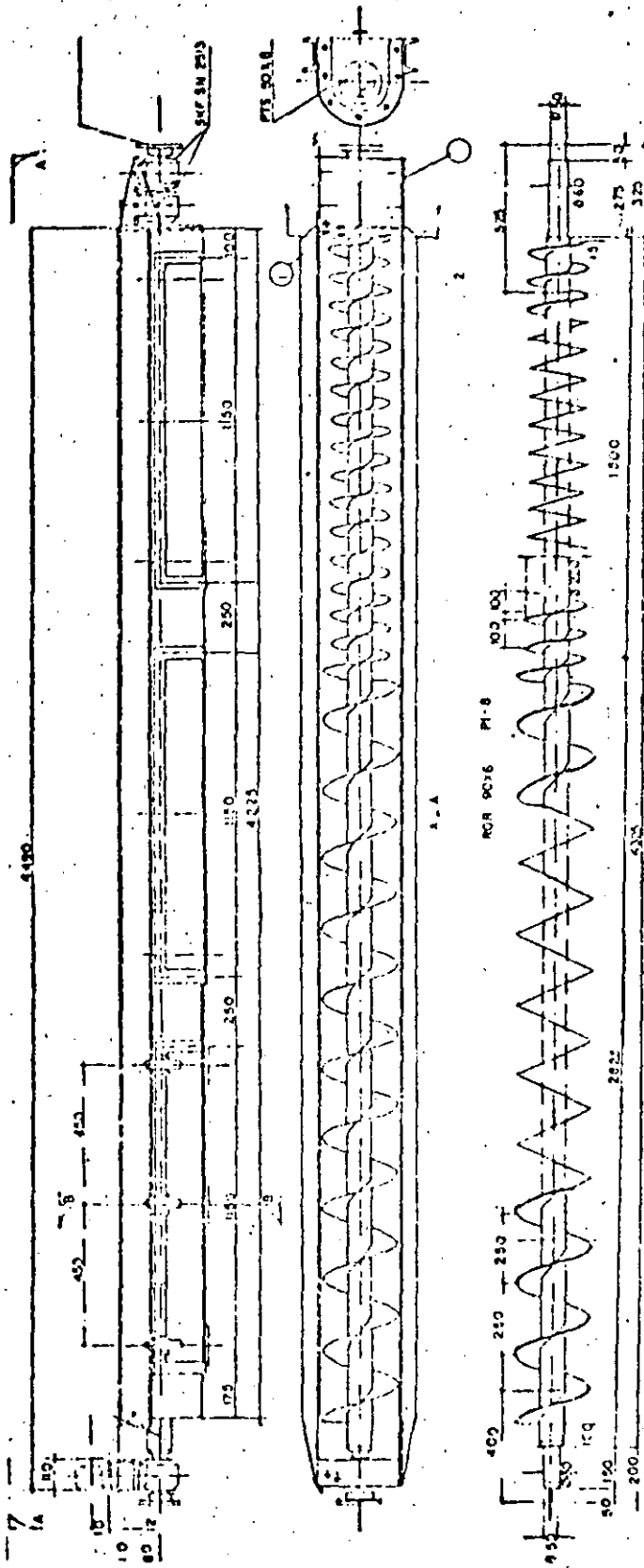
Los carros tolva y mezcladores de gusano de esta última casa, se usaron en número de 45 en la obra del Drenaje Profundo de la Ciudad de México, con muy buenos resultados.



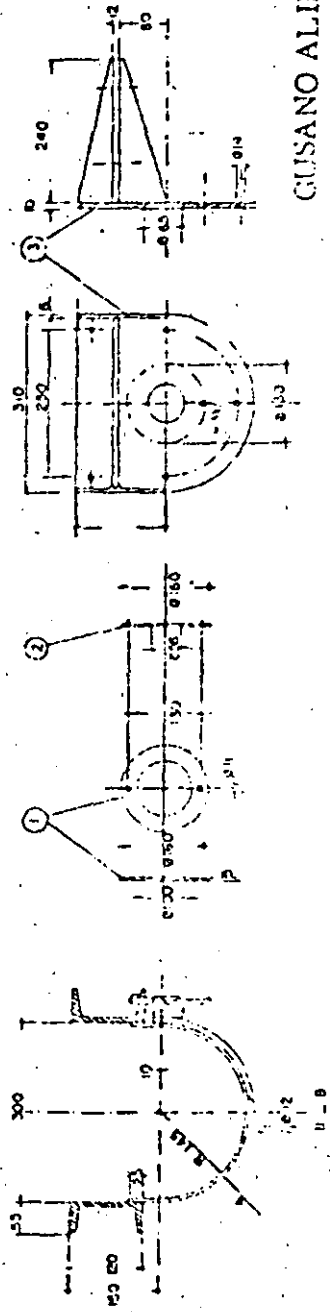
TOLVA PARA CEMENTO Y AGREGADOS.

24

25



MOTOR 5 HP 50 P.A. 360V.
VORTEL 616 10V 50 AM



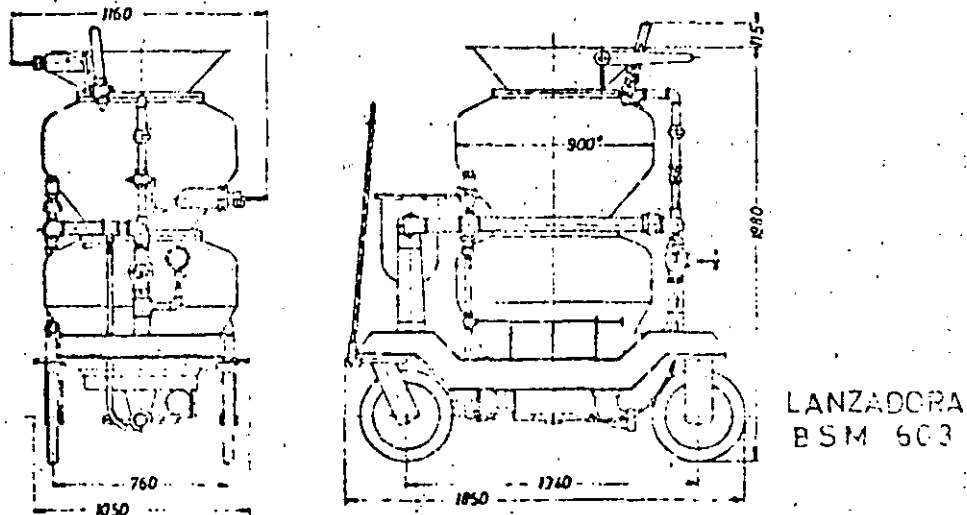
GIUSANO ALIMENTADOR

El paso de los gusanos está diseñado para suministrar mezclas de 1 a 3; a 1 a 4 de cemento agregados y es posible variar su velocidad de revolución para ajustar las mezclas; a las tolvas van adosados vibradores eléctricos para facilitar el vaciado de los materiales hacia los gusanos. A través de unas puertas se puede tener libre acceso a los gusanos para limpiarlos cada vez que se vacían las tolvas y evitar así atascamientos y alteraciones de la dosificación.

El aditivo acelerante en polvo se debe añadir a la mezcla seca cuando entra ésta a la máquina lanzadora; es recomendable el uso de alimentadores mecánicos, de preferencia los de tornillo, ya que los de vibrador se atascan fácilmente. Si el aditivo es líquido se debe mezclar con el agua antes de descargarla en la boquilla lanzadora. En la obra de la Ciudad de México, el aditivo en polvo se alimentó con escudilla a mano directamente sobre el gusano y el aditivo líquido se mezcló con el agua y se alimentó a la boquilla mediante bombas dosificadoras de diseño especial también Stabilator A.B.

1-7. EQUIPO DE COLOCACION

Se fabrican dos tipos de máquinas lanzadoras de concreto para el proceso de mezcla seca.



1.- La de doble cámara de presión con válvula de campana intermedia de acción neumática. La mezcla seca se introduce en la cámara superior, se cierra ésta y se levanta la presión que abre la válvula de campana intermedia y deja pasar la mezcla a la cámara inferior; en ésta se levanta a su vez la presión que cierra la válvula intermedia y la mezcla seca va alimentándose bajo presión a la tubería de descarga, mediante una rueda de cavidades. Mientras se efectúa la operación de descarga se está alimentando mezcla seca a la cámara superior para empezar un

nuevo ciclo. Un buen operador puede lograr, con la ayuda de las dos cámaras, una descarga prácticamente continua. Requiere entonces una continua atención del operador, el cual debe desenvolverse con destreza. Son cualidades de este tipo de máquinas su robustez y el poco número de piezas delicadas o móviles que se desgastan o requieren frecuente mantenimiento.

2.- El tipo revólver. La mezcla seca se alimenta continuamente a la tolva que corona la parte superior de la máquina, de ahí cae al cilindro rotatorio tipo revólver que consta de nueve o más compartimentos cilíndricos, donde se deposita la mezcla. Cada carga de mezcla en cada compartimento cae a través de una escotadura y al pasar sobre el cuello de salida una corriente de aire a presión la impulsa hacia las mangueras. Este tipo de máquinas no requiere una atención tan continua del operador; además pueden manejar agregado más grueso más fácilmente que las del otro tipo. Tienen, por otra parte, más piezas de desgaste y suelen producir más polvo.

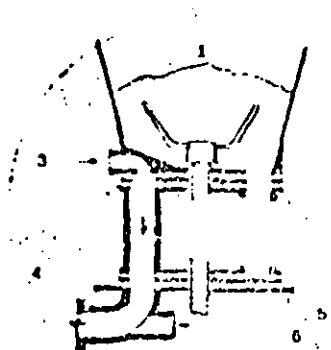


Fig. 27

- 1 Materiales secos
- 2 Agitador
- 3 Entrada de aire
- 4 Salida a boquilla
- 5 Eje del rotor
- 6 Aire suplementario

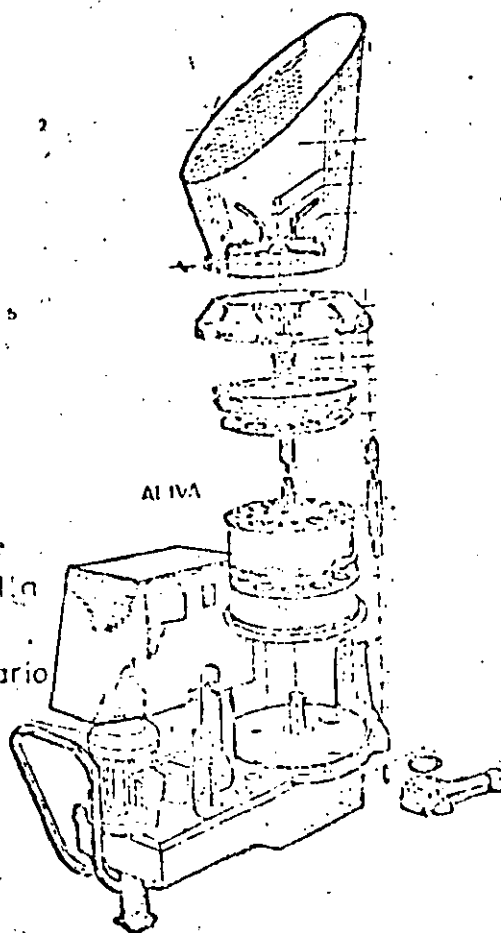
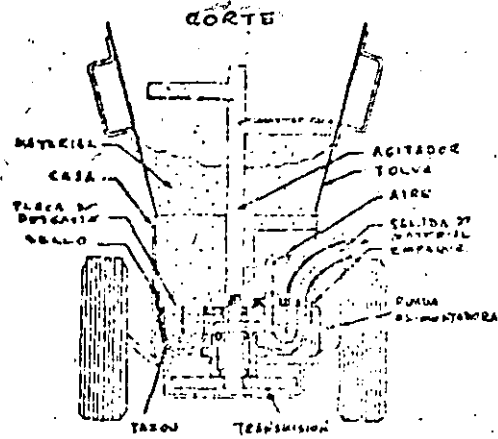
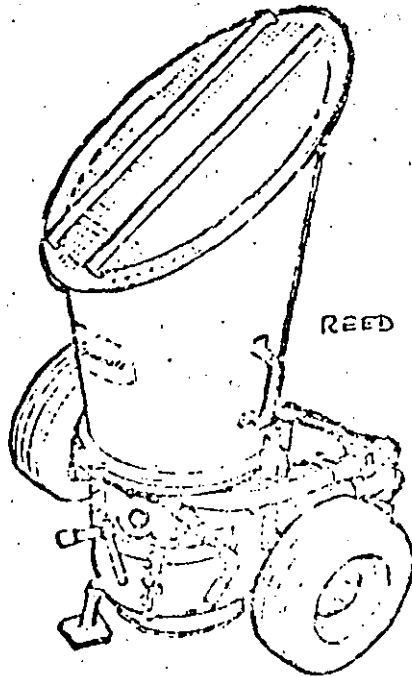


Fig. 28

Las primeras tienen motor neumático, las segundas pueden venir con motor neumático o con motor eléctrico; por lo general el rendimiento es mayor con el motor neumático aunque el consumo de aire es considerable. Las del primer tipo consumen 600 p.c.m., en tanto que algunos tipos de las segundas, de muy altas revoluciones, consumen cerca de 900 p.c.m.

Los rendimientos varían entre 6 y 9 m³/h. La distancia de envío varía mucho en cada marca y tipo, pero puede llegar a 275 m. horizontales y 92 m. verticales. Para grandes distancias conviene usar, en los tramos intermedios, tubería de acero, en lugar de nangueras, para reducir la fricción. También pueden conectarse en serie dos máquinas, para ganar distancia.



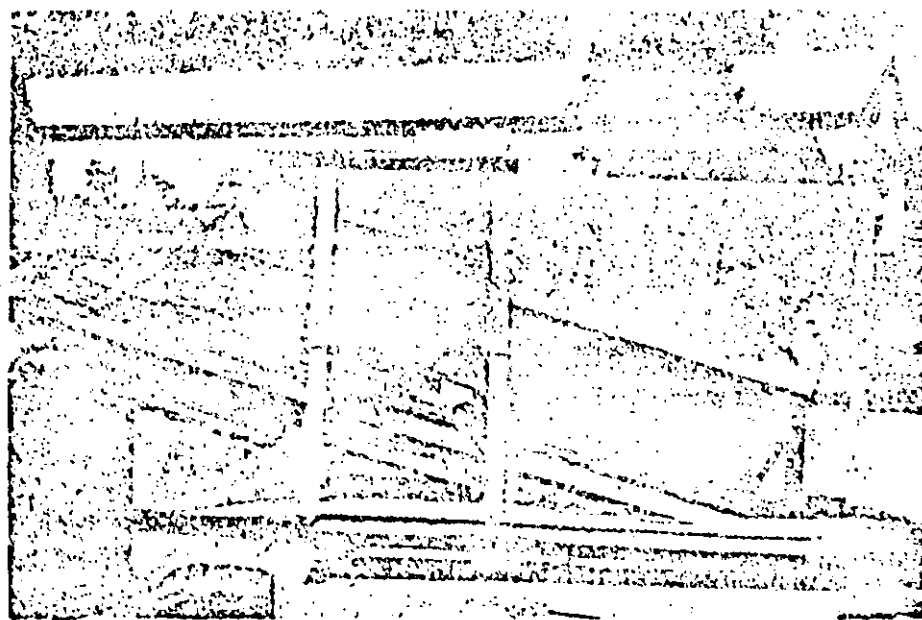
En la obra del Drenaje Profundo de la Ciudad de México, se usaron los dos tipos de máquinas. Las de doble cámara fueron en emanas, de la marca BSM (Beton Spritz Maschinen) y las de revólver fueron suizas de marca Aliva y norteamericanas de la marca Reed. Estas últimas, con motor neumático, son de alta velocidad de rotación y alto rendimiento, pero resultaron ser muy delicadas de manejo, requirieron frecuentemente mantenimiento y altos consumos de aire y sus distancias de envío eficiente fueron más cortas que las de las otras máquinas. Las BSM y las Aliva tuvieron un desempeño muy satisfactorio. Las Aliva se usaron, unas unidades —la mayoría— con motores eléctricos y otras con motores neumáticos.

1-8. TRANSPORTACION Y CONDUCCION

La transportación de los ingredientes o de la mezcla seca hasta la máquina lanzadora, se hace por diferentes medios, los que resulten más eficientes en cada caso. En camiones silo o en carros sobre ruedas neumáticas o en plataformas sobre vía. Algunos sistemas llevan los silos y las máquinas lanzadoras en la misma unidad de transporte, otros tienen silos y máquinas montadas sobre los jumbos de barrenación, algunos más llevan, además, un brazo telescópico con una plataforma para el lanzador, el cual opera la boquilla directamente o a control remoto a través de un brazo robot semi-automatizado.

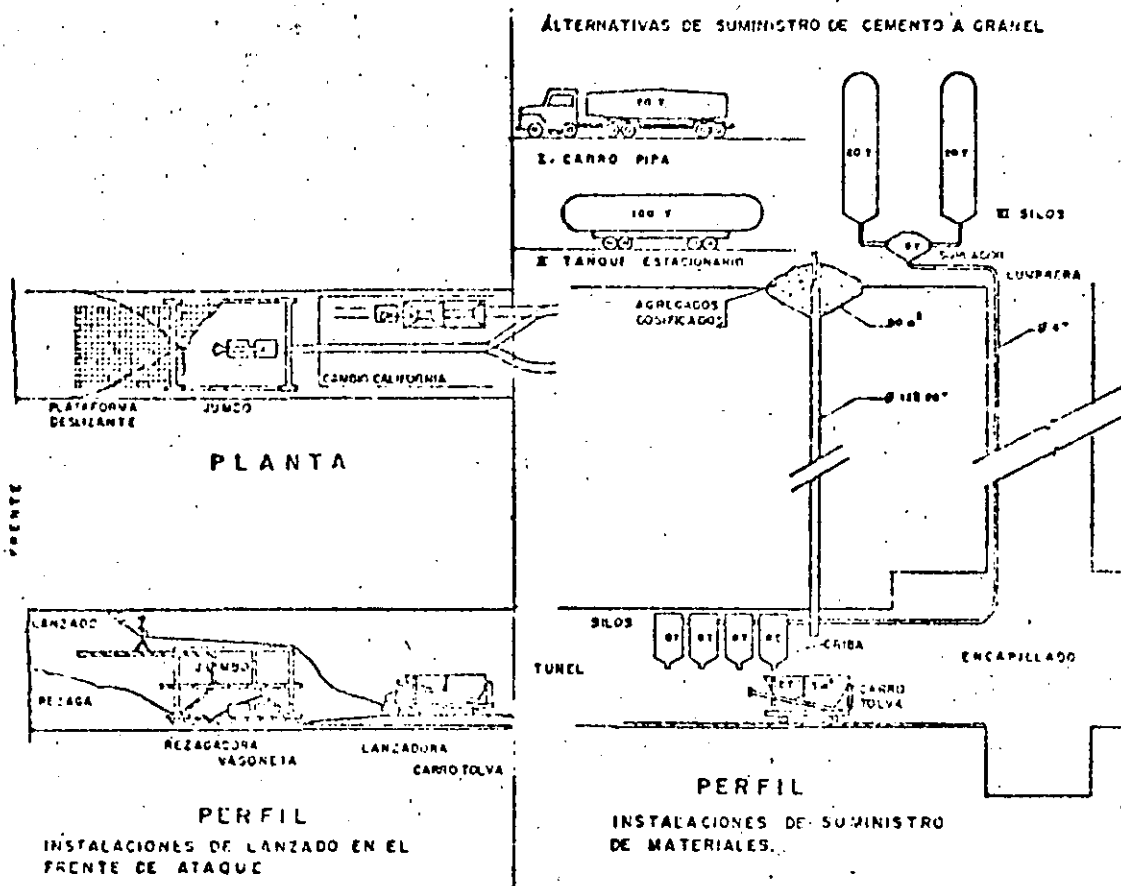
En la obra citada de la Ciudad de México, el sistema típico consistió en el almacenaje del cemento en silos, para cubrir el consumo de uno o dos días según el rendimiento de avance de la excavación (30 a 40 ton.). Se usaron silos de 8 ton. en el interior del túnel, ajustados a las dimensiones de los espacios libres del mismo y, en algunos casos, silos de 15 y 20 ton. en superficie. En una lumbrera se dejó estacionaria una "salchicha" de 100 ton. El cemento a granel, que fue del tipo I Tolteca, y del tipo II Cruz Azul, se surtió en pipas de 20 ton. La descarga a los silos del túnel se hacía a través de tubería de 10 cm. (4") de diámetro, de acero, directamente de las pipas o desde los silos de superficie por intermedio de un silo pequeño de 5 ton., con un sistema de inyección neumática.

Los agregados venían ya dosificados de planta y se almacenaban en pilas cerca de la boca de la lumbrera, de donde se descargaban por tuberías verticales de acero de 30 cm. (12") de diámetro (en temporadas de lluvias se producían taponamientos con cierta frecuencia porque la humedad apelmazaba el agregado, por lo que se prefirió usar tubería de mayor diámetro, 51 cm. (20") directamente a los carros tolva o "trixers" que lo transportaban al frente.



La descarga se hacía paleando a mano, con bandas transportadoras o a través de tolvas y de válvulas tipo "pimentero" en la extremidad superior de las tuberías. Para eliminar los sobretamaños, había malla en las extremidades de las tuberías.

Los carros tolva o "trixers", como ya se dijo, fueron de diseño sueco (Stabilator AB) y se fabricaron en México. Constan de tolva de agregados (5m³), tolva de cemento (2 ton.), gusano alimentador que en su mitad inferior transporta el agregado y, en su mitad superior recibe, además, el cemento, para descargar, al final, directamente a la máquina lanzadora, vibrador eléctrico adosado a las tolvas y plataforma o "truck" y lanza para ser transportada en vía con una locomotora.



Las máquinas lanzadoras se colocaban en espuelas de vía, adelante del cambio California, y por lo general, a distancia del frente no mayor de 50 m. Las Aliva iban montadas por parejas en su "truck", mientras una lanzaba la otra se limpiaba. En los

frentes donde el terreno se autosoportaba por poco tiempo, inmediatamente antes de detonar se procuraba tener un carro tolva lleno, cerca del frente, dispuesto a alimentar las lanzadoras para empezar la aplicación del concreto tan pronto se terminara de ventilar y amacizar, poco después de la voladura.

1-9 LANZADO



De primordial importancia es la constancia del aire, el agua y el flujo de materiales hacia la máquina lanzadora y a través de la boquilla de expulsión. No puede lograrse un buen concreto lanzado cuando el chorro varía en composición o tiene intermitencias.

El aire y el agua deben mantenerse a presiones constantes, unos 3.5 a 4 kg/cm^2 la del primero y 1 kg/cm^2 más la de la segunda. Debe haber trampas de agua en la línea de aire para mantener reducida su humedad. No deben aceptarse pulsaciones en la línea de agua, si las hay debe contarse con un suministro independiente con una bomba y un tanque de presión.

La presión del aire debe aumentarse 0.3 kg/cm^2 por cada 15 m. de manguera que se añada a los primeros 30 m.

El lanzador siempre debe estar ubicado en una posición desde la que pueda lanzar en dirección normal a la superficie de la roca y a una distancia de ella de 1 a 1.2m para garantizar una buena compactación y calidad del concreto, con un mínimo de rebote. Es para ello necesario contar con andamios portátiles o equivalentes. En la obra del Drenaje Profundo de la Ciudad de México, se usaron andamios portátiles, tarangos y unas plataformas deslizantes, accionadas hidráulicamente e integradas al piso superior de los jumbos de barrenación.

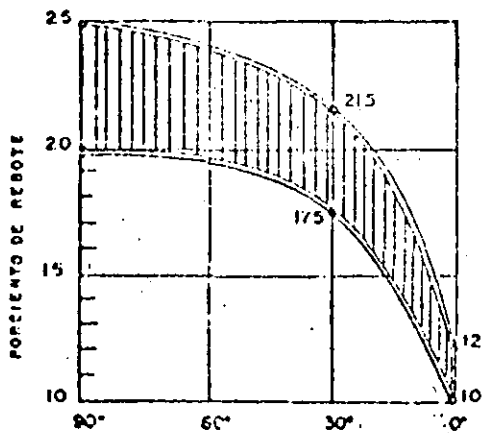
1-10 PREPARACION DE LA SUPERFICIE

La adhesión es probablemente el requisito más importante si el concreto lanzado ha de usarse como elemento estructural. La superficie donde se va a aplicar debe quedar limpia de polvo, de rebote o de otras materias extrañas, y debe quedar húmeda. No es recomendable usar el aire y el agua de la boquilla de lanzado para dicha limpia, es preferible usar un soplador con un niple tobera de 13mm. (1/2") conectado a las líneas de aire y agua a presión. La presión puede regularse con las válvulas de las líneas.

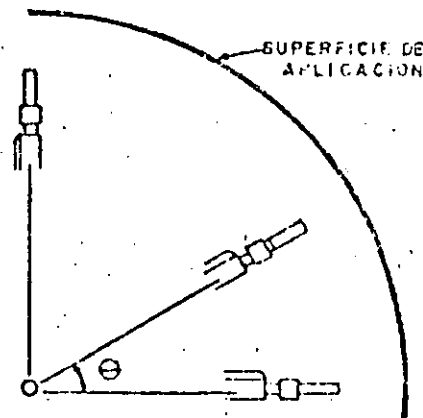
1-11 REBOTE

Las superficies húmedas o las infiltraciones de agua aumentan el rebote. Este es mayor además, cuando la calidad del lanzado es pobre.

INFLUENCIA QUE TIENEN EN LA CANTIDAD DE REBOTE EL ANGULO Y LA DISTANCIA DEL LANZADO.

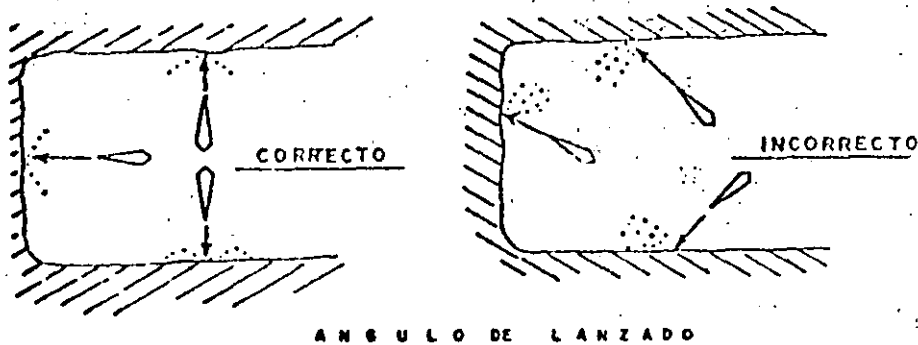
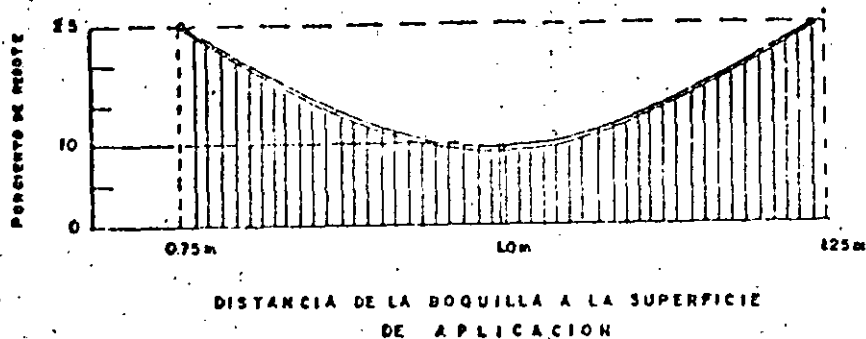


ANGULO θ DE LA BOQUILLA
CON LA HORIZONTAL EN GRADOS



EFFECTO DE LA DIRECCION DEL LANZADO EN EL PORCIENTO DE REBOTE. NOTESE QUE LA BOQUILLA SE MANTIENE ORTOGONAL A LA SUPERFICIE MIENTRAS QUE EL ANGULO CON LA HORIZONTAL VARIA. (SEGUN DROGSLER)

El rebote aumenta, también, con la mala graduación del agregado, con la segregación en la alimentación, velocidades de descarga excesivas o insuficientes, presiones de agua insuficientes o pulsantes, descarga irregular de los ingredientes o el acelerante a la máquina y mala operación de ésta. Si no se presta atención a estos detalles, el rebote puede ser un 20% más alto que el que se indica.



En el lanzado hacia abajo es difícil no atrapar el rebote, por lo que es preferible, en estos casos, (cubetas por ejemplo), colar el concreto en lugar de lanzarlo.

1-12 SUCESION DE LAS OPERACIONES

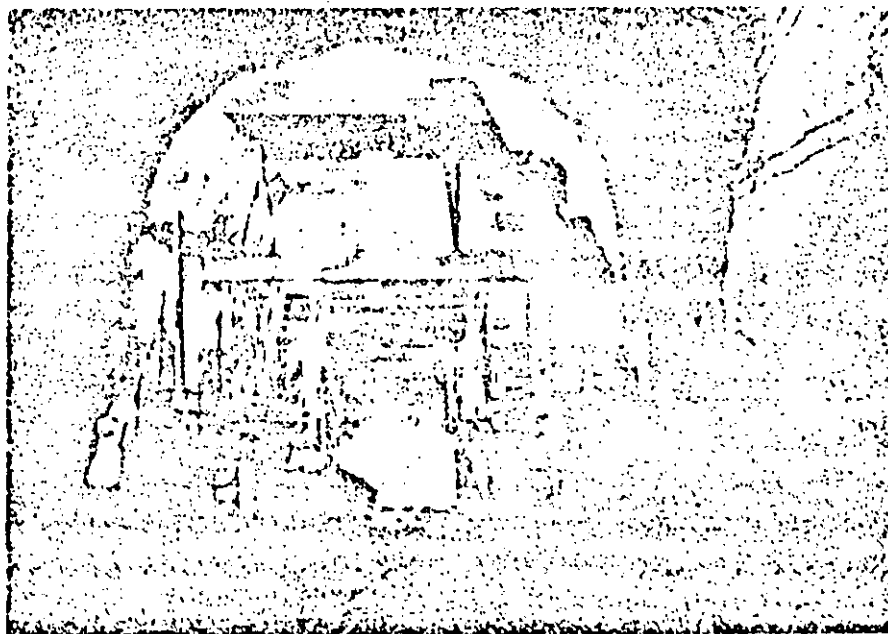
El concreto lanzado debe aplicarse lo antes posible después de la detonación para frenar el aflojamiento de la roca expuesta o afectada por la explosión. Debe aplicarse antes de que transcurran dos horas. Claro está que ello depende del tiempo que la roca es capaz de autosoportarse.

El arco o bóveda requiere la primera aplicación, a veces inclusive lanzado desde la pila de rezaga, aunque esta práctica debe evitarse siempre que sea posible porque la pila no constituye un buen apoyo y no se pueden mantener las distancias

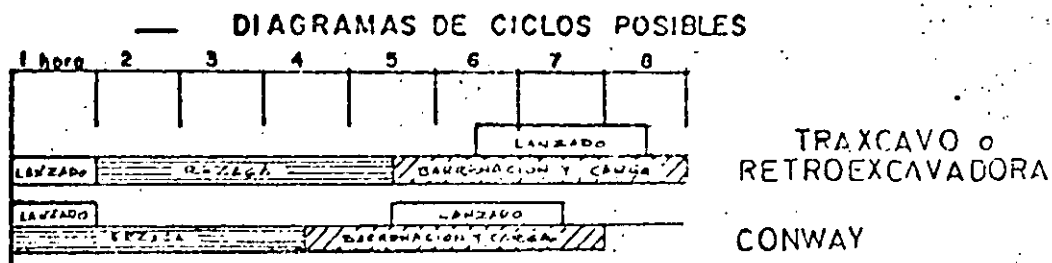
adecuadas. Lo mejor en túneles de más de 6m. de altura es lanzar desde una plataforma deslizante adaptada al jumbo de barrenación, en su piso superior, de manera que libere la parte alta de la pila de rezaga, para ello conviene que ésta sea ni excesivamente alta ni excesivamente extendida, así el jumbo puede arrimarse lo más posible a la frente recién tronada.



Hay jumbos especialmente diseñados para que se pueda estar rezagando mientras desde la plataforma superior se está lanzando; esto acorta notablemente los ciclos de trabajo al poder traslapar parcial o enteramente las actividades de ademe y de rezaga.



En varios frentes de la obra del Drenaje Profundo de la Ciudad de México, se emplearon jumbos diseñados para poder obtener dicho traslape; con las rezagadoras Conway (Goodman 100), el traslape de ademe y rezaga fue mayor que donde se emplearon traxcavos o palas.



La aplicación en el arco debe empezar pegada a la frente, que es donde más interesa impedir el aflojamiento. Este concreto lanzado debe ser capaz de soportar la detonación siguiente sin desprenderse, cuando apenas tenga unas dos horas de edad. El espesor final puede completarse después, desde el mismo jumbo, mientras se está barrenando para el siguiente ciclo, y antes de que trascurren 24 horas de la tronada. A menos de que tengan problemas de estabilidad particulares, las paredes pueden lanzarse de una sola vez, durante la barrenación siguiente, desde las plataformas laterales del jumbo y desde el piso. Una zona de atención especial es el arranque del arco, donde se presenta la junta del concreto de la bóveda con el de las tablas o paredes; el lanzado ahí debe ser de particular alta calidad para garantizar el apoyo del arco y la continuidad estructural. Esto es difícil de lograr en el procedimiento de ataque a media sección y banqueo, cuando no se cuenta con jumbo o con andaníos portátiles, y se lanzan todas las tablas desde el piso.

1-13 CONTROL DE CALIDAD.

Dado que el concreto lanzado es una operación pesada, requiere una vigilancia constante para evitar que el lanzador, al buscar comodidad, deje lugares mal lanzados o con poco espesor de concreto que pueden acarrear fatales consecuencias.

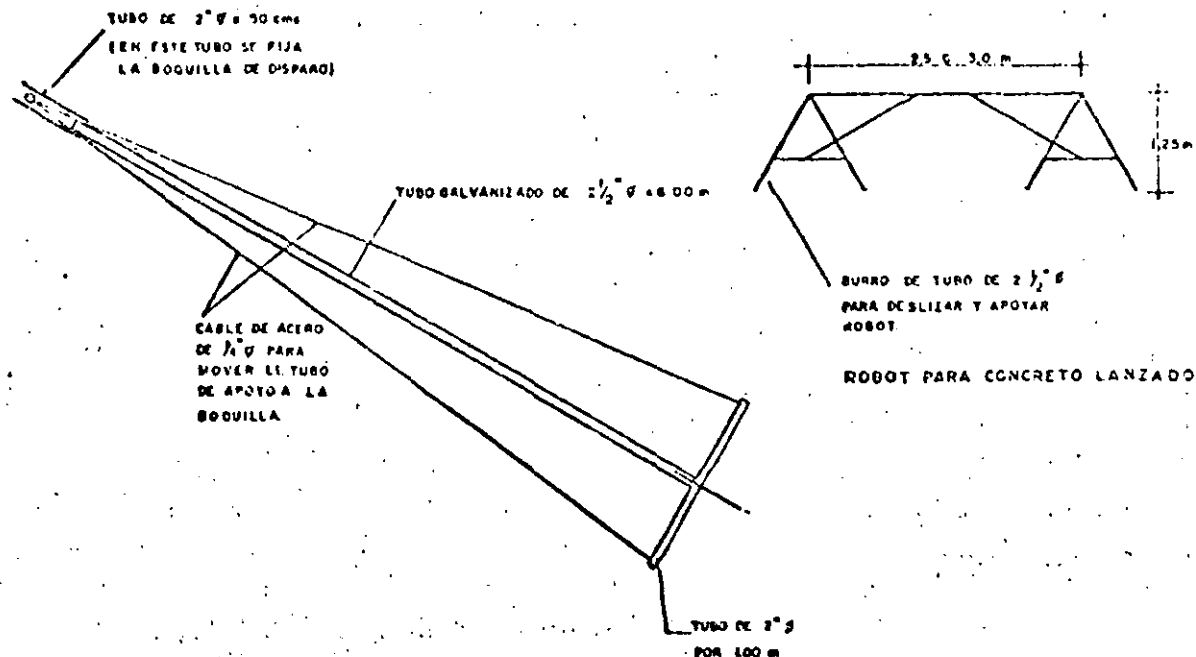
Se deben colocar maestras a espaciamientos de 1.5 a 2 m. para controlar el espesor del concreto en forma aproximada. Para certificar el espesor deben perforarse unos tres barrenos de 64mm. (2 1/2") por ciclo, en puntos elegidos al azar y en zonas críticas.

A su vez, deben realizarse pruebas de resistencia y de control de agregados (calidad y granulometría), periódicamente.

La instrumentación con celdas de presión, extensómetros y puntos de referencia es, en ciertos casos, de primordial importancia para seguir paso a paso el comportamiento del sistema de concreto lanzado en roca.

1-14. LANZADO MECANIZADO

En ciertas aplicaciones se ha mecanizado el lanzamiento de concreto. Stabilator AB de Suecia, aprovechando la regularidad de la excavación con máquina tuneladora en el túnel carretero de Heitersberg, en Suiza, (11 m. de diámetro), diseñó y puso a funcionar una estación automatizada de lanzamiento con brazos-robots dirigidos desde un tablero de control. De este mismo tipo es el diseño de los brazos robots que han tenido gran aceptación en Europa, sobre todo en Suecia, ya que permiten al lanzador estar operando la boquilla a distancia, fuera de la zona de peligro de desprendimientos, y alejado del polvo y el impacto directo del rebote. La casa EIMCO también fabrica otro tipo similar de "robots". En la obra ya mencionada de la Ciudad de México, se construyeron unos "robots" elementales, no tan elaborados como los originales, que resultaron muy útiles en el lanzamiento de zonas que graneaban o estaban en proceso de desprendimiento.



1-15. SOPORTES COMPLEMENTARIOS

Cuando la masa de roca es competente, pero está formada por bloques relativamente grandes que pueden desprenderse en piezas individuales, es aconsejable utilizar anclas o pernos de tensión, para evitar el desprendimiento. Estos pueden usarse en combinación con el concreto lanzado, el cual sella las juntas entre bloques e impide o retrasa el aflojamiento.

En rocas poco competentes, donde cabe esperar movimientos importantes por relajación de esfuerzos al abrir la excavación, y donde las anclas de tensión no encuentran buen apoyo del expansor, es recomendable usar anclas de adherencia. Estas pueden ser del tipo PERFO, o simplemente varillas de refuerzo introducidas en barrenos inyectados con un mortero plástico, de consistencia de pasta de dientes, con un acelerador de fraguado y estabilizador de volumen.

Salvo las anclas que se aplican para sostener bloques individuales, el resto debe utilizarse en forma sistemática, en las condiciones dichas, con un patrón de distribución previamente elegido. Es común usar varillas de 16mm. (5/8") a 25mm. (1") de diámetro de longitudes variables entre 1.20 y 3.0m. y a separaciones de 1.50 a 2.50 m. En ocasiones se utilizan anclas de expansor huecas, para inyectar a través de ellas; el expansor en estos casos no es para levantar tensión, sino para mantener en posición el ancla, en tanto se inyecta, en aplicaciones sobre cabeza.

La malla de acero se acostumbra utilizarla como refuerzo del concreto lanzado, un poco pensando en que éste funciona como el concreto convencional que sin refuerzo de acero soporta poca tensión. En realidad, el concreto lanzado tiene una resistencia a la tensión que es del orden del 20% de la resistencia a la compresión y puede fluir y flexionarse como una membrana estructural para adaptarse a los movimientos de la roca. Por ello, en una gran cantidad de casos puede trabajar como soporte sin refuerzo alguno. En la técnica sueca generalmente se prescinde de la malla; en la técnica austriaca sólo se utiliza ocasionalmente, ya que se prefiere el trabajo combinado de anclas y concreto lanzado.

En lo posible debe evitarse el empleo de la malla porque presenta estos inconvenientes:

— Liga grandes tramos de concreto lanzado; si una porción tiende a fallar y desprenderse, por presiones o deficiencias locales, tiende a arrastrar todo el resto

provocando una falla general o de gran magnitud, que de otra forma hubiese sido reducida.

— La malla no se adapta a la geometría quebrada de la excavación y deja espacios donde se entrapa el rebote y no permite pasar el concreto lanzado posteriormente, por lo que el producto final queda de calidad muy irregular.

— La malla vibra al recibir el impacto del lanzado, y despegga o desprende el concreto tierno recién colocado.

La malla se usa a veces para formar columnas o trabes de concreto lanzado en combinación con anclas, varillas de refuerzo o, en algunos casos, armaduras simples de celosía. Estos elementos se utilizan como refuerzo en grandes vanos o huecos dejados por la detonación en zonas de debilidad o para recibir cavidades formadas por caídos o desprendimientos.

Los marcos metálicos se usan también con frecuencia en combinación con el concreto lanzado; éste suele actuar en estos casos como revestimiento de protección contra intemperismo y como liga estructural, pero el resultado suele ser un ademe excesivamente rígido y muy sobrado.

2. APLICACION DEL CONCRETO LANZADO EN LAS EXCAVACIONES DEL SISTEMA DE DRENAJE PROFUNDO DE LA CIUDAD DE MEXICO.

2-1. ANTECEDENTES.

Antes de 1962 no se había utilizado concreto lanzado en obras de ingeniería civil en México; pero sí se había usado en algunos casos la "gunita". Por esas fechas se repararon los túneles de Tequisquiac, que tenían revestimiento de mampostería ya muy deteriorado; el revestimiento nuevo se formó con concreto lanzado con agregado grueso de tamaño máximo de 9.5 mm. (3/8"). El procedimiento fue el de mezcla seca y se emplearon máquinas BSM de doble cámara a presión.

En 1968 se empezó a aplicar concreto lanzado en los frentes de excavación 0-1 del Emisor y 0-13 de los Interceptores desde el entronque de los mismos con el Emisor. El primer frente mencionado contaba con un jumbo de barrenación con plataforma deslizante en el piso superior, diseñado para poder traslapar la actividad de lanzado con las actividades de rezaga y de barrenación. En 1969 se abrieron dos frentes más de concreto lanzado en los tramos 2-3 y 2-1 del Emisor. A partir de 1970 se extendió la aplicación de este sistema a varios otros frentes, hasta llegar a tener en 1971-1972, veinte frentes simultáneos de concreto lanzado (en el periodo de mayor actividad de excavación) y treinta y seis frentes en total donde se aplicó el sistema.

El volumen lanzado supera los 225,000m³ de mezcla seca pasada por la máquina, (que fue la unidad de medida utilizada para estimar la obra ejecutada). La mayor parte de este volumen se lanzó en los años 1971, 1972 y 1973, por lo que fue necesario contar con una organización del trabajo a la medida de las necesidades de producción.

Hasta la fecha ha sido la aplicación subterránea de concreto lanzado de mayor volumen y con mayor concentración de equipo en el mundo.

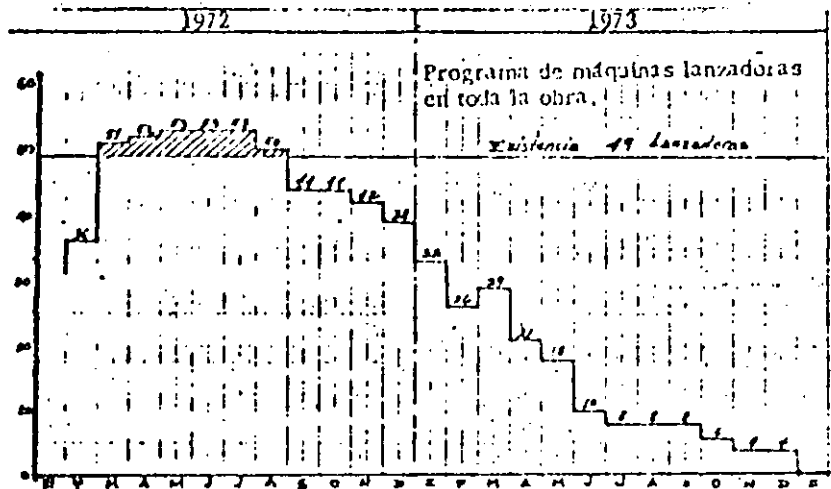
2-2 ORGANIZACION

Se contó para el control de calidad y para el diseño con la asesoría de la firma Mason, Stewart y Dolmage de Canadá, que fue la introductora de la técnica del concreto lanzado en norteamérica y la que asesoró las primeras aplicaciones en los frentes de la lumbrera 0 del Emisor.

En la capacitación del personal y en el aspecto operativo de la producción del concreto lanzado se contó con el auxilio de la firma sueca Stabilator AB que también había participado en las primeras aplicaciones antes dichas. Durante el período de mayor producción, Mason mantuvo a un ingeniero de planta en la obra, y Stabilator a un ingeniero y a seis sobrestantes. Con esta combinación de asesorías, se aplicaron, en donde más convino a la obra, principios de los métodos austriaco y sueco, con los ajustes locales.

La obra se organizó, para el empleo del concreto lanzado, en grupos de producción y en un grupo de diseño, control de calidad y coordinación. Los grupos de producción eran brigadas de lanzado adscritas a los frentes de excavación, formadas, para cada turno, por un cabo, dos lanzadores y sus ayudantes, un operador de lanzadora y su ayudante, dos tolveros en superficie y dos tolveros en el túnel. Se procuró tener dos carros tolva alimentadores y dos lanzadoras por frente de lanzado.

	LANZADORAS	CARROS DE AGREGADOS
L-11 Cie.	1 BSM	2
L-0 0-13 C.	1 REED	1
L-2 2-4	2 REED	3
L-4, 4-3	2 ALIVAS	2
4-5	2 ALIVAS	3
L-5, 5-4	2 REED	2
5-6	2 REED	3
L-6, 6-5	2 ALIVAS	2
6-7	2 ALIVAS	3
L-10 10-9	2 BSM	3
10-11	1 BSM	2
L-11, 11-10	2 REED	2
11-12	2 REED	3
L-12, 12-11	2 ALIVAS	3
L-14, 14-15	2 BSM	3
L-15, 15-14	2 BSM	2
15-17	1 BSM	3
L-17, 17-15	2 BSM	2
17-18	1 BSM	3
L-18, 18-17	2 REED	2
18-19	1 REED	1
L-19, 19-18	2 REED	1
19-20	1 REED	1
L-10, 20-19	2 REED	1
20-P	1 REED	1
PORTAL	1 REED	-
T.M.C.	1 REED, 2 ALIVAS	-
	1 BSM.	-
TOTALES	22 REED, 12 ALIVAS	
	13 BSM.	
	(existencia presente)	54
		(existencia 45)



1.- El plan propuesto de distribución de maquinaria se hizo con el criterio siguiente: una BSM por frente, más una extra por protección; dos REED por frente para asegurar una siempre operando; dos ALIVAS por frente para dar la producción secundaria; cinco tolvas por lanzadora de producción (dos por frente y una extra), y una como mínimo en frentes de protección.

El grupo de control, llamado Gerencia de Concreto Lanzado, estaba formado por un Gerente, los asesores, un laboratorio de control de calidad, un auxiliar técnico, un auxiliar de maquinaria, tres inspectores de tramo y diez inspectores de frente. Este grupo formuló las especificaciones generales, los diseños del concreto lanzado en cada tramo, los instructivos de operación, catálogos de partes y máximos de refacciones de cada máquina, las normas de calidad y los controles; coordinó la

VI.- DESCRIPCIÓN GENERAL DEL TRABAJO REALIZADO.
(Complementaria con la hoja de Descripción Geológica).

a) Condiciones del terreno: Tipo de roca, localización y espaciamiento de fracturas, cantidad de agua, descripción del perímetro tronado y del perfil del tramo avanzado. V.gr. regular, irregular o runoso, etc.

La roca encontrada en la frente y en paredes es del tipo andesita, es roca fracturada, lo cual no ofrece ninguna seguridad para trabajar con seguridad. Se aplican pequeñas excavaciones superficiales en el fondo del perfil tronado es de forma irregular

b) Cantidad de sobrexcautación, (en el perímetro y en el perfil longitudinal), promedio 35 cm.

c) Condiciones del lanzado, Buenas

1.-Indicar desde donde se hizo el lanzado, la clava: De banco y jumbo y las paredes: de jumbo y piso natural

2.-Presión del aire 4 kg/cm² distancia de boquilla 2 Mt. ángulo del lanzado 90° y 75° tiempo del fraguado 60 Seg.

3.- Observaciones de la calidad Buena

4.- Condiciones de maquinaria y equipo de lanzado y consumo de refacciones y accesorios (incluír equipo en operación, en reparación y en espera u outora) Trabajo en buenas condiciones el equipo y maquinaria, así los no indicados a los que se

~~trabaja en buenas condiciones estas maquinarias con tiempo de mantenimiento preventivo~~

5.- Interrupciones y tiempos perdidos (lanzado)

VII.- DESCRIPCIÓN DEL CICLO.

a) Actividades y tiempos (anotar los traslapes)

- 1.- BARRENACIÓN: De 1300-1403 hs. De 2005-2140 hs.
- 2.- CARGA: 1425-1459 hs. 2145-2230 hs. 3.- TRAMO: 1520 hs.
- 22.50hs. 4.- VENTANA: 1520-1650hs.
- 5.- LANZADO: 1700-1930

b) Equipo y personal del concreto lanzado en túnel y superficie--

(Número de gontes y puestos. Dar una relación detallada la primera

vez y cada vez que haya cambios). EQUIPO EN TUNEL: 3 OLIVAS
2 en el frente y en confluencia de interceptores, 2 Tolvas
312-7001 y 312-7002 PERSONAL 1 Cabo de línea 2 lanc. 2
Aytes de lanc. 1 op. de oliva 2 Aytes. de op. de oliva

c) Descripción del sistema de adere y del procedimiento de instala-

ción. Se continúa colocando a las 10:45 hrs. los
a base de barrenos de 1 1/2" recibiendo el marco de acero
Con esta ocasión se colocan mallas de concreto en
líneas cada 2.00 mts.

d). Trabajo de lanzado en otras localizaciones aparte de los fren-

tos: (indicar cadeneramiento, características del trabajo y tolvas lanzadas).

VIII.- INVENTARIO DE MATERIALES, REFACCIONES Y ACCESORIOS PARA EL CONCRETO LANZADO DESCRIPCIONES Y CANTIDADES. (Movimientos de

almacén y de bodegas o depósitos de materiales)

No hubo movimientos de almacén

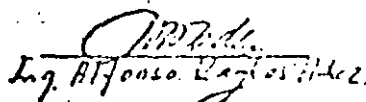
IX.- OBSERVACIONES:

de 5h Durante el turno del día no se lanzó se estuvo
a barrenando para salidas de agua y terminando de
17h recibir el marco. Se barrenó la media sección de
arriba de 12 a 15 y traza 15.15 hasta las 16.45
no se lanzó el concreto.

REVISOR:



SUPERVISOR:


Ing. Alfonso Ramos Pérez

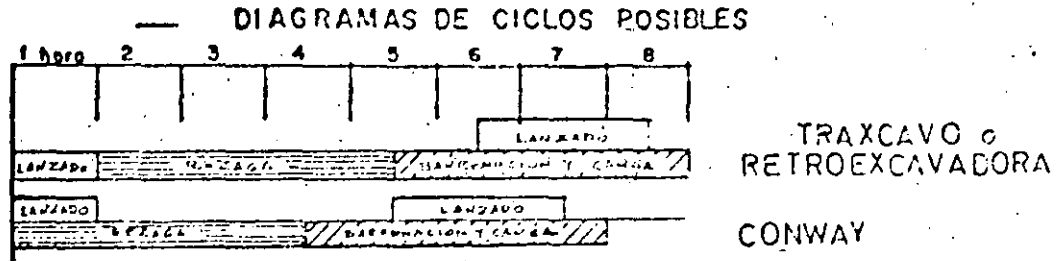
adecuadas. Lo mejor en túneles de más de 6m. de altura es lanzar desde una plataforma deslizante adaptada al jumbo de barrenación, en su piso superior, de manera que libere la parte alta de la pila de rezaga; para ello conviene que ésta sea ni excesivamente alta ni excesivamente extendida, así el jumbo puede arrimarse lo más posible a la frente recién tronada.



Hay jumbos especialmente diseñados para que se pueda estar rezagando mientras desde la plataforma superior se está lanzando; esto acorta notablemente los ciclos de trabajo al poder traslapar parcial o enteramente las actividades de ademe y de rezaga.



En varios frentes de la obra del Drenaje Profundo de la Ciudad de México, se emplearon jumbos diseñados para poder obtener dicho traslape; con las rezagadoras Conway (Goodman 100), el traslape de ademe y rezaga fue mayor que donde se emplearon traxcavos o palas.



La aplicación en el arco debe empezar pegada a la frente, que es donde más interesa impedir el aflojamiento. Este concreto lanzado debe ser capaz de soportar la detonación siguiente sin desprenderse, cuando apenas tenga unas dos horas de edad. El espesor final puede completarse después, desde el mismo jumbo, mientras se está barrenando para el siguiente ciclo, y antes de que trascurren 24 horas de la tronada. A menos de que tengan problemas de estabilidad particulares, las paredes pueden lanzarse de una sola vez, durante la barrenación siguiente, desde las plataformas laterales del jumbo y desde el piso. Una zona de atención especial es el arranque del arco, donde se presenta la junta del concreto de la bóveda con el de las tablas o paredes; el lanzado ahí debe ser de particular alta calidad para garantizar el apoyo del arco y la continuidad estructural. Esto es difícil de lograr en el procedimiento de ataque a media sección y banqueo, cuando no se cuenta con jumbo o con andamios portátiles, y se lanzan todas las tablas desde el piso.

1-13 CONTROL DE CALIDAD

Dado que el concreto lanzado es una operación pesada, requiere una vigilancia constante para evitar que el lanzador, al buscar comodidad, deje lugares mal lanzados o con poco espesor de concreto que pueden acarrear fatales consecuencias.

Se deben colocar maestras a espaciamientos de 1.5 a 2 m. para controlar el espesor del concreto en forma aproximada. Para certificar el espesor deben perforarse unos tres barrenos de 64mm. (2 1/2") por ciclo, en puntos elegidos al azar y en zonas críticas.

A su vez, deben realizarse pruebas de resistencia y de control de agregados (calidad y granulometría), periódicamente.

colocadas en barrenos de 2 ó 3 m. de profundidad rellenos de un mortero espeso inyectado con bomba; la separación varió entre 1.50 y 2.50 m. En algunos tramos se usaron anclas de expansor huecas, ya comentadas antes; el expansor servía no para dar tensión sino para detener el ancla en posiciones difíciles. La efectividad de las anclas fue demostrada tanto por la estabilidad del túnel como por los resultados de numerosas pruebas de extracción.

RESULTADOS DE LAS PRUEBAS DE COMPRESION SIMPLE A QUE SE SOMETIERON LAS MUESTRAS DE LECHADA DE INYECCION. DE LAS ANCLAS DE FRICCION TIPO GS-F INSTALADAS ENTRE LAS LUMBRERAS 15 Y 17 DEL EMISOR CENTRAL.

Localización de la lechada muestreada	Fecha de muestreo	Resistencia a la compresión simple en Kg/cm ² a la edad de			Observaciones
		1 día	3 días	7 días	
L15 + 700	3-V-73	-	-	97	
L15 + 700	3-V-73	20	60	149	
L15 + 700	25-IV-73	-	-	223	
L15 + 565	25-IV-73	-	-	145	
L15 + 565	25-IV-73	30	75	232	
L17 - 2340	16-V-73	57	127	70	Nota 1

Nota 1.- Aparentemente la lechada no se mezcló uniformemente.

RESULTADOS DE LAS PRUEBAS DE COMPRESION SIMPLE A QUE SE SOMETIERON LAS MUESTRAS DE LECHADA DE INYECCION EN LAS ANCLAS DE FRICCION TIPO GS-F

LAPSO DE PRUEBAS DEL 3 DE OCTUBRE AL 7 DE NOVIEMBRE DE 1972

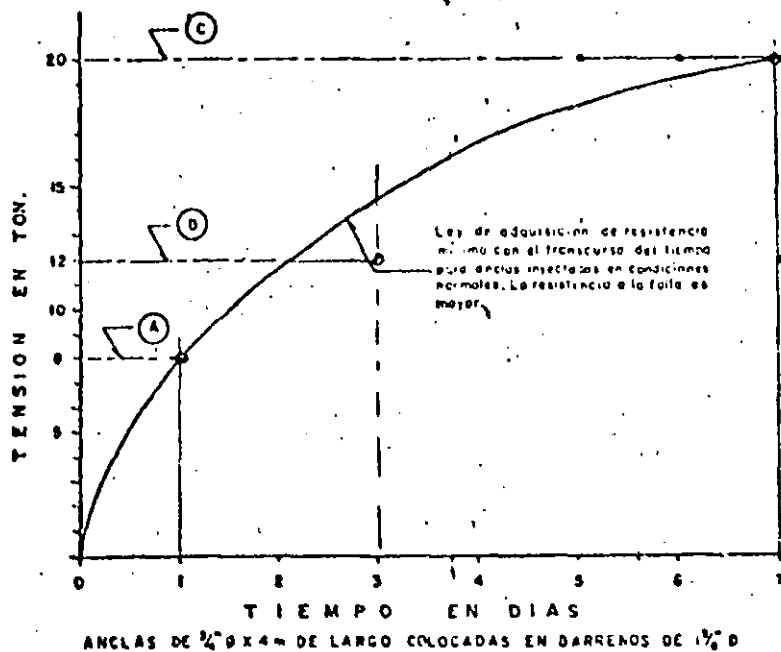
Localización de la lechada muestreada			Fecha de muestreo	Resistencia a la compresión simple en Kg/cm ² a la edad de:		
Lumbrera	Frente	Codenomiento		1 día	3 días	7 días
5	56	04725	3-X-72	31	60	216
6	65	04180 (muro)	3-X-72	48	163	226
5	54	04500	10-X-72	58	129	207
5	56	04750	10-X-72	42	102	183
5	54	04595	24-X-72	23	67	115
6	65	04240	24-X-72	20	53	113
5	54	04630	31-X-72	106*	106*	88*
5	56	04810	31-X-72	60	106*	117*
5	54	04660	7-XI-72	118	130	178

RESULTADOS DE LAS PRUEBAS DE EXTRACCION EFECTUADAS EN LAS ANCLAS DE FRICCION TIPO G3.F COLOCADAS ENTRE LAS BOMBAS 15 Y 17 DEL EMISOR CENTRAL. TODAS LAS ANCLAS REINGRESADAS SON DE $3/4" \phi \times 4.0m$ DE LARGO COLOCADAS EN BARRENOS DE $1.5/8" \phi$.

Localización del ancla probada	Fecha de prueba	Tiempo de inyectadas (días)	Tensión Máxima aplicada al ancla (ton)	Observaciones
Caído L15 + 700	17-IV-73	5	17	Nota 1
Muro Este	"	5	20	Nota 2
Caído L15 + 700	24-IV-73	7	20	Nota 2
Muro Este	"	7	20	Nota 2
L15 + 573	9-V-73	6	20	Nota 2
Muro Este	"	6	20	Nota 2
"	"	6	20	Nota 2
L15 + 573	16-V-73	7	12	Nota 2
Muro Este	"	7	20	Nota 2
L17 - 1367	18-V-73	1	8	Nota 2
Muro Este	"	1	8	Nota 2
L17 - 1524	6-VI-73	5	20	Nota 2
Muro Oeste	"	5	20	Nota 2
L17 - 1526	6-VI-73	5	20	Nota 2
Muro Este	"	"	"	"
L17 - 436	15-VI-73	1	8	Nota 2
Muro Este	"	1	8	Nota 2
"	"	1	8	Nota 2

Nota 1.- La prueba se suspendió, ya que aparentemente el ancla estaba fallando y dado que no había superado la tensión mínima requerida, no tenía chance de fallarla.

Nota 2.- La prueba se suspendió sin que el ancla fallara.



RESULTADOS OBTENIDOS EN PRUEBAS DE EXTRACCIÓN DE ANCLAS

Localización de las anclas probadas	Tiempo de Inyectadas (días)	Longitud del ancla (m.)	Tensión máxima aplicada al ancla (ton)	Observaciones
L5 Fte. 54 04520 (Oct. 17, 72)	7	1.0	11.5	Falló en la cuerda de sujeción.
L6 Fte. 65 04260 (Nov. 14, 72)	7	1.0	16.0	Falló en la cuerda de sujeción

RESULTADOS OBTENIDOS EN PRUEBAS DE EXTRACCIÓN DE ANCLAS

Localización de las anclas probadas	Tiempo de Inyectadas (días)	Longitud del ancla (m)	Tensión máxima aplicada al ancla (ton)	Observaciones
L6 Fte. 67 Cod. 04510 Muro oriente	47	2.7	5	Zona en que el material es muy arenoso y está fracturado.
L5 Fte. 56 Cod. 04350 04532 Muro oriente	47 47	2.7 2.7	20 4	Nota 1 Aparentemente estaba mal inyectada.
Cod. 04580 Muro poniente	47	2.7	15	Falló entre la lechada y la varilla.
L5 Fte. 54 Cod. 04620 04700 Muro poniente	47 47	2.7 2.7	0 20	No estaba inyectada. Nota 1
Cod. 04500 Muro oriente	47	2.7	20	Nota 1
L6 Fte. 65 Cod. 04135 Muro oriente	47	2.7	20	Nota 1
Cod. 04150 Muro poniente	47	2.7	20	Nota 1
L5 Fte. 56 Cod. 04920 Muro poniente	47	2.7	13	Presentan inyección deficiente.
Cod. 04910 Muro oriente	47	2.7	6	

Nota (1) Prueba suspendida a las 20 Ton. capacidad máxima del equipo de prueba.

**RESULTADOS DE LAS PRUEBAS DE COMPRESIÓN SIMPLE A OÍE SE
SOMETIERON LAS MUESTRAS DE LECHADA DE INYECCIÓN DE LAS ANCLAS DE FRICCIÓN TIPO GS-F
LAPSO DE PRUEBAS DEL 13 DE NOV. DE 1972 AL 12 DE ENERO DE 1973**

<u>Localización de la lechada muestreada</u>			<u>Fecha de muestreo</u>	<u>Resistencia a la compresión simple en Kg/cm² a la edad de:</u>		
<u>Lumbrera</u>	<u>Fronte</u>	<u>Cadenamiento</u>		<u>1 día</u>	<u>3 días</u>	<u>7 días</u>
5	54	04674	13-XI-72	17	81	122
5	54	04674	13-XI-72	12	53	106
5	54	04840	4-I-73	20	121	149
5	56	04980	4-I-73	20	82	128
6	65	04461	5-I-73	93*	108*	124

Entre las lumbreras 9A y 11 (serie Tepetzotlán), el concreto lanzado se usó junto con marcos metálicos y tornapuntas (viguetas II de 15 cm. (6") a separaciones de 1 a 1.5 m.), para resistir empujes del terreno. Estos empujes fueron causados por expansión de minerales montmoriloníticos presentes en el material excavado, que era un producto de descomposición y devitrificación de tobas riolíticas e ignimbritas. El concreto se colocaba primero, después los marcos y tornapuntas, que se castigaban con madera y, en algunos tramos se volvía a lanzar para ligar los marcos formando bóvedas de concreto entre ellos. Aunque la opinión de los asesores fue la de usar solamente concreto lanzado y anclas en este tramo, se prefirió el sistema dicho por las dificultades prácticas encontradas. Cuando se usaron los marcos metálicos sin concreto lanzado o cuando éste era de un espesor delgado, se presentaron desplazamientos de los marcos y fracturamiento del concreto. Hubo tramos que se tuvieron que reademar dos y tres veces.

En las series Huchuetoca y Sincoque, entre las lumbreras 14 y 18, la roca fue, en general, de buena calidad (andesitas y basaltos), salvo pequeños tramos problema en que aparecía una arcilla muy compacta menos competente que la roca, por lo que fue posible emplear la técnica succe de colocar un pequeño espesor de concreto lanzado en toda la superficie y rellenar las esquinas y fracturas con espesores de 10 a 30 cm. (4" a 12"), para evitar el aflojamiento y deslizamiento de bloques. El método dió buenos resultados, en general, aunque el constructor cambiaba al ademe convencional de marcos metálicos y madera cuando encontraba agua o mal terreno con el objeto de mejorar el factor de seguridad.

En el tramo del túnel entre la lumbrera 18 y el Portal (margas calcáreas) se lanzó concreto sobre el ademe convencional de marcos metálicos con tornapuntas. Los frentes se avanzaron a media sección y banqueo, y el concreto se aplicó sólo para proteger al terreno del intemperismo; los asesores habían recomendado el uso de concreto lanzado y anclas en este tramo. En un gran caído que se produjo al estar rehabilitando el túnel, en un tramo donde no se habían puesto tornapuntas, se pudo emplear el sistema propuesto por los asesores para recuperar el tramo con muy buenos resultados, como se describe más adelante.

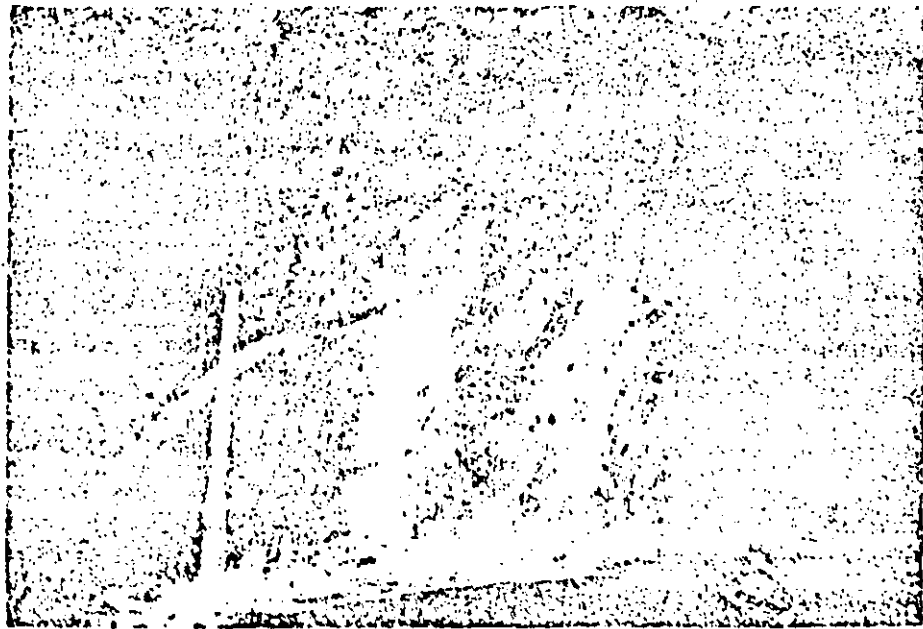
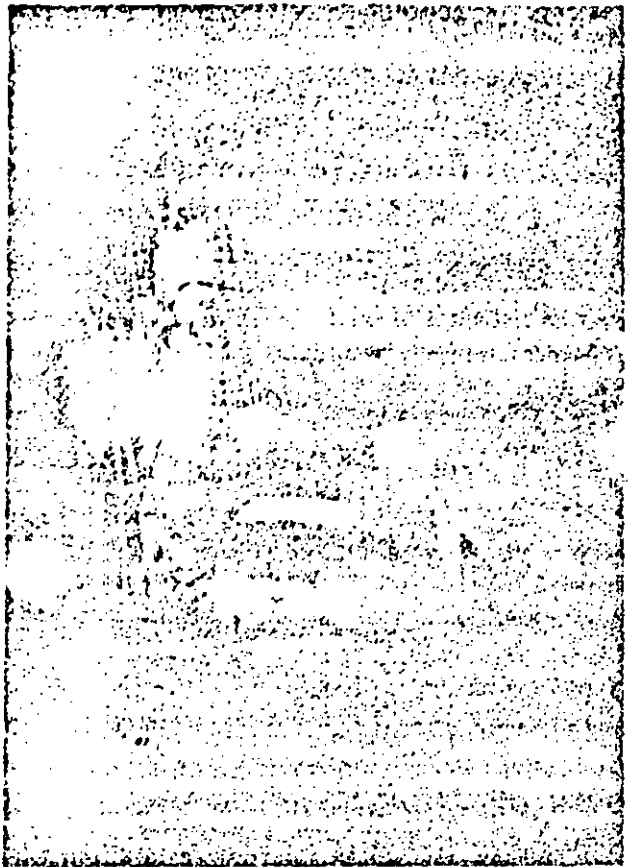
2-4. COMPONENTES Y TECNICAS

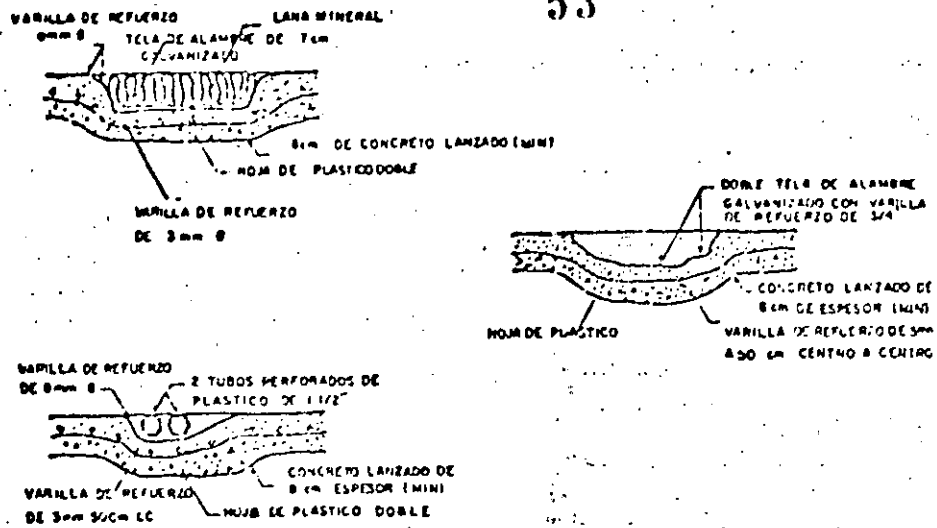
Aunque algo se ha mencionado al respecto en el inciso de Generalidades, conviene insistir sobre ciertos aspectos relevantes.

La cantidad de cemento por m^3 de mezcla seca fue de unos $450 \text{ kg}/m^3$, que es alta pero plenamente justificada dada la baja densidad de los agregados y su calidad media (en la zona es imposible conseguir agregados de alta calidad). Los aditivos acelerantes fueron de muy alta calidad. Dieron tiempos muy cortos de fraguado inicial (inferiores al minuto) necesarios en las aplicaciones en terrenos con filtraciones o con material desgranable o deleznable de corto tiempo de autosoporte. La pérdida de resistencia por el empleo de acelerantes fue aceptable (no mayor de 20%).

Bajo condiciones difíciles se usaba primero un concreto muy acelerado, aunque no fuese de alta calidad, para proveer de un soporte inmediato, sellando las juntas y fisuras de las rocas y asegurando los bloques menos estables y eliminando y drenando el agua. Después se completaba el espesor de concreto lanzado en capas de 5 a 15 cm. (2" a 6") con menos acelerante. Se lograba así el efecto de prolongar el tiempo puente o de autosoporte de la roca.

Las filtraciones de agua se controlaban con la instalación de tubos de drenaje que eran simples niples y tubos de PVC, algunos precedidos por pequeños barrenos colectores. Se controló más fácilmente el agua proveniente de grietas o fracturas que el agua que trasnaba de formaciones porosas. En este último caso se recurrió a todo tipo de artimañas con tubos de drenaje, láminas, mallas y grandes cantidades de acelerante.





DISTINTOS METODOS DE DRENAJE PARA LANZADO DE CONCRETO EN TERRENO HUMEDO

2-5. EJEMPLOS SOBRESALIENTES

LUMBRERA - 0

En la transición de Interceptores al Emisor en la lumbrera 0, se excavó en la zona intermedia entre la serie Guadalupe y la llamada zona de Transición del subsuelo de la Ciudad de México en formaciones más parecidas a las de esta zona que las de aquella, ya que eran tobas muy blandas (de 2 a 5 kg/cm² de resistencia en compresión simple), y limos arenosos y arcillosos compactos con intercalaciones de arena limpia acuífera (20 a 30 lt/seg.), de hasta 60 cm. de espesor que es arrastrada por el flujo de agua. La excavación llega a alcanzar un ancho de 17 m. y una altura de 10 m. en el entronque. La excavación se hizo con paletas neumáticas en sección superior y banqueo (15 m. de largo). El ademe fue de 20 cm. (8") de concreto lanzado cubriendo toda la sección y anclas de adherencia de 2.5 m. de longitud separadas 3 x 3 m. en el arco y en las paredes. Esta sección se mantuvo sin refuerzo adicional hasta que se revistió cuatro años después. Adentrándose en los Interceptores se siguió excavando con este procedimiento en limos, cuya calidad empeoraba a medida que se penetraba en la zona de Transición del subsuelo antes mencionada. Por falta de control de las filtraciones, el piso fue siempre un problema porque a causa de la sobre-saturación era poco estable. El concreto lanzado del arco y las paredes no tenía una buena base de apoyo y hubo desprendimientos en las paredes y

algunos caídos. Sin embargo, estos tramos permanecieron también por algo más de tres años sin otro refuerzo que el concreto lanzado y anclas de adherencia, hasta que fueron revestidos. Las excavaciones con este procedimiento se suspendieron en estos tramos al presentarse caídos importantes en el frente en zonas de arenas acuíferas con arrastre por filtraciones no controladas. De haberse controlado el drenaje por bombeo, como se hizo en el ataque posterior con escudo, seguramente se podría haber avanzado más con concreto lanzado y refuerzo adicional de anclas como ademe.

En la excavación del tramo 0-2, en la serie Guadalupe, hubo algunos caídos en zonas de fallas y brechas, que fueron recibidos con concreto lanzado, anclas y marcos y trabes de concreto lanzado para poder recuperar el túnel en una o dos semanas en lugar de uno, dos o más meses que se habría tardado de no haber contado con este sistema.

En el frente 4-5 del Emisor Central, se excavó en andesitas muy fracturadas relativamente sanas y estables pero con algunas zonas de falla. A través de las fracturas y en fallas se infiltraba una gran cantidad de agua (hasta 4 l/seg/m) que dificultaba considerablemente el avance y que amenazaba con inundar el túnel al rebasar la capacidad de bombeo instalada. Se decidió entonces efectuar un tratamiento de impermeabilización tal, que el gasto de filtración se mantuviera siempre en un 30% abajo de la capacidad de bombeo instalada. El tratamiento se efectuó desde un túnel piloto sin ademar, localizado al centro de la sección y adelantado 15 a 20 m. del frente de sección completa, y consistió en barrenos de exploración y de inyección distribuidos en aureolas al frente y radiales. Después de la inyección a alta presión, las infiltraciones se reducían lo suficiente para permitir el ataque a sección completa sin aumentar la capacidad de bombeo. El ataque a sección completa se llevaba con concreto lanzado como único ademe y con tubos de drenaje para localizar y canalizar los flujos de agua. El tratamiento se completaba en la excavación a sección plena con inyecciones de "piel" en las áreas donde todavía había flujos concentrados. El empleo del concreto lanzado como único soporte facilitó notablemente la inyección de "piel", ya que proporcionaba una cubierta continua de la roca y canalizaba el agua hacia los tubos de drenaje previamente instalados.



2-6. EFECTIVIDAD DEL CONCRETO LANZADO EN EL CONTROL DE CAIDOS.

En varias ocasiones el concreto lanzado se empleó no sólo para soportar una cavidad de derrumbe, una vez estabilizada naturalmente, sino para frenar de hecho el proceso del "caído". Esta cualidad fue tan ampliamente reconocida que aun frentes que no llevaban concreto lanzado como ademe principal estaban provistos de instalaciones y equipo de concreto lanzado para hacer frente a cualquier amenaza de caído.

El proceso de estabilización era el siguiente:

Se elegía una área segura detrás del caído que se reforzaba con un marco de concreto lanzado y malla. Desde esta zona protegida se introducía la boquilla al interior de la cavidad mediante un "robot" formado por un tubo de unos 7 m. de largo con un maneral en el extremo del lanzador que accionaba unos cables sujetos en el otro extremo a un soporte de pivote donde estaba sujeta la boquilla; el robot se apoyaba en una barra transversal con pasadores. El lanzado se empezaba en las áreas que más granecaban, concentrándolo en las grietas y en las esquinas. Se iba formando el ademe de concreto de la boca de la cavidad hacia arriba, confinando poco a poco la zona que se caía hasta que cesaba de caer; entonces se terminaba de

lanzar y de reforzar, generalmente con marcos de concreto lanzado y anclas. De esta manera fue posible recobrar frentes caídos en una o dos semanas que de otra forma habrían causado mayor demora.

El caído que se produjo al rehabilitar el túnel entre las lumbreras 20 y 21, en margas calcáreas, abarcó una longitud de 20 m., ancho de 10 m. y una altura de 14 m. Inmediatamente después de terminar de caer, se lanzó concreto en espesores de 15 y 20 cm. (6" y 8") seguido por refuerzo adicional de marcos de concreto lanzado, formando arcos y trabes, y de anclas de adherencia de 4 y 7 m. de longitud. El material desprendido se retiró cuidadosamente y se fue completando el concreto lanzado hasta la cubeta. No se requirió rellenar el hueco o adicionarle más soporte antes de dejarlo definitivamente revestido, varios meses después.

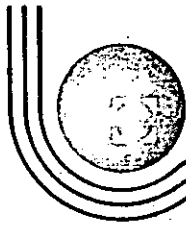
3.- CONCLUSION

El concreto lanzado demostró ser una herramienta primordial y utilísima en la excavación del Sistema de Drenaje Profundo de la Ciudad de México. Probablemente por primera vez en América, su aplicación abarcó una gran diversidad de condiciones difíciles de tuncleo, y aun en circunstancias de caídos, en terrenos blandos, en rocas muy fracturadas, en formaciones expansivas y plásticas y en presencia de grandes filtraciones de agua.

Ello se logró gracias a una muy efectiva combinación de cemento y acelerante para alcanzar tiempos de fraguado extremadamente cortos, y a una oportuna y eficaz coordinación de la producción y del control de calidad

REFERENCIAS

- Spray Concrete (Shotcrete)
Section 12 Rock Mechanics
Por E.E. Mason y R.E. Mason a publicarse por Van Nostrand, Reinhold & Company.
- Support Shotcrete in the Mexico City Drainage Tunnels, por R.E. Mason, artículo no publicado.
- Use of Shotcrete for Underground Structural Support. Publication SP-45, ASCE 1973.
- Capítulo 8, "Shotcrete" de la publicación "Desing of Tunnel Liners and Support Systems". Final Report 1969. Clearinghouse por D.U. Deere y al.
- Shotcrete Manual. Recopilación de varias publicaciones, hecha por A.A. Mathews.
- Especificaciones, instructivos y controles elaborados bajo el título de "Concreto Lanzado", Túnel, S.A. de C.V.



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

DIRIGIDO AL PERSONAL PROFESIONAL DE LA DIRECCION GENERAL
DE CAMINOS RURALES DE LA SECRETARIA DE COMUNICACIONES Y
TRANSPORTES.

CURSO: "RESIDENTES DE CONSTRUCCION"

TRANSPORTACION Y MONTAJE DE ESTRUCTURAS

ING. GUILLERMO DELGADO TERRAZAS

DEL 10 AL 15 DE SEPTIEMBRE DE 1984
ZACATECAS, ZAC.

✓

" RESIDENTES DE CONSTRUCCION "

TEMA:-----TRANSPORTACION Y MONTAJE DE ESTRUCTURAS-----

- 1.- Especificaciones:
 - Precios Unitarios
 - Contratación
 - Estimaciones
 - Seguros
 - Daños Típicos
 - Seguridad.

- 2.- Herramientas:
 - Grilletes
 - Cables
 - Estrobo
 - Grampas.
 - Ganchos
 - Cadenas
 - Templadores.

- 3.- Equipos:
 - Trailers.
 - Plataformas Normales
 - Plataformas Telescópicas
 - Low-Boy
 - Dolly
 - Módulos
 - Grúas montadas en camión Telescópicas Hidráulicas
 - Grúas montadas en camión de Pluma Estructural.
 - Grúas montadas en orugas de Pluma Estructural.
 - Grúas
 - Grúas Torres sobre camión.
 - Grúas Torres fijas en Obra.

- 4.- Estructuras de acero:
 - Columnas.
 - Trabes
 - Largueros
 - Arcos.
 - Armaduras.
 - Tanques horizontales, elevados verticales

5.- Estructuras de Concreto:

Zapatas.

Columnas.

Trabes.

Largueros.

Losas Planas.

Doble "T"

Doveles para Tanques.

Doveles para Tomar Tuberia.



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

DIRIGIDO AL PERSONAL PROFESIONAL DE LA DIRECCION GENERAL
DE CAMINOS RURALES DE LA SECRETARIA DE COMUNICACIONES Y
TRANSPORTES.

CURSO: "RESIDENTES DE CONSTRUCCION"

IMPERMEABILIZACION

ING. MARIO GOMEZ GALBARRIATO

DEL 10 AL 15 DE SEPTIEMBRE DE 1984
ZACATECAS, ZAC.

I.—MATERIALES IMPERMEABILIZANTES

Estos materiales tienen por definición, la cualidad principal de impedir el paso del agua a través de las películas que forman. Sin embargo, ésta no debe ser su única característica, pues existen otras que son también de mucha importancia. Por ejemplo, deben ser dúctiles, tener cierta elasticidad y plasticidad, ser resistentes al envejecimiento o a la intemperie y tal vez al tránsito, no deben escindir a temperaturas ambientes mínimas y su instalación debe ser fácil, además de tener una buena adherencia sobre los substratos y tener precio razonable, por mencionar algunas más. Todas éstas son características que deben reunir estos materiales para que su uso se justifique en las construcciones.

Existen normas de calidad hechas por la American Society For Testing and Material (A.S.T.M.) para todos estos materiales. Estas y otras normas, han sido establecidas para definir con toda claridad la calidad de un impermeabilizante determinado, con las cuales el constructor puede establecer requerimientos y comparaciones, y así, solicitar a proveedores o contratistas, materiales que cubran las normas de calidad correspondientes. Por lo tanto, al solicitar impermeabilizantes que cubran especificaciones determinadas, ya se está dando el primer paso para obtener mejores impermeabilizaciones, pues al menos no habrá fallas motivadas por la mala calidad del material.

El estudio de los materiales impermeabilizantes se ha dividido en dos grandes grupos: los bituminosos y los no bituminosos. Los bituminosos están fabricados a partir de asfaltos de petróleo o bien de alquitran de hulla. En el caso concreto de México, el asfalto es especialmente abundante y el alquitran de hulla bastante escaso, por lo cual prácticamente sólo se emplea el asfalto para la fabricación de impermeabilizantes.

Los bituminosos se pueden subdividir por su forma de aplicación, ya que ésta se puede efectuar en caliente, en frío, en forma prefabricada o en combinación de ellos tres.

A continuación se explica el uso de cada material y se describen las principales características que ellos deben poseer:

1a.— LOS CEMENTOS PLASTICOS ("BITUPLASTIC")

Ellos son masas asfálticas que se emplean en el calafateo de grietas y juntas estílicas.

Las características que deben reunir estos materiales son las siguientes:

Tendrán como vehículo, solvente en pequeñas cantidades, para que no se produzcan resquebrajados ni contracciones fuertes.

Su consistencia es la de una pasta espesa no escurrible, aplicable a spatula.

Ellos deben tener una alta ductilidad, pues deben soportar movimientos en g, en s y juntas.

Su resistencia al intemperismo debe ser muy buena, pues algunas veces quedan expuestas a la intemperie, como por ejemplo, cuando se usa para sellar tornillos en techos de lámina o para trabajos de mantenimiento, y de hecho, se puede decir que estos materiales nunca deben de perder su ductilidad.

2a.— LA BASE IMPRIMADORA.

a) — BASE IMPRIMADORA EN SOLVENTES ("IMPERPRIM SOLVENTE"):

Ellos son líquidos de color negro que se emplean como base "topo porosa" en las superficies por impermeabilizar y sirven también para usarse en la adherencia de las capas subsecuentes.

Deben tener como características necesarias una viscosidad muy baja, pues deben penetrar lo más posible en la porosidad de la superficie.

Su secado debe ser rápido para que no se interrumpan demoradamente los trabajos de impermeabilización.

Debe lograrse una adherencia en húmedo buena, porque generalmente cuando se usa sobre las lasas de concreto, éstas tienen un alto contenido de humedad.

Puesto que la mayoría de los solventes empleados no son compatibles con el agua, es necesario que la fórmula contenga solventes orgánicos que contrarresten este inconveniente.

b) — BASE IMPRIMADORA EN EMULSION ACUOSA ("IMPERPRIM S-C"):

Es un líquido café oscuro que tiene el mismo uso y características que la base imprimadora en solventes, pero con la ventaja de que se penetra más en el concreto húmedo, debido a que el vehículo o diluyente es agua, en lugar de solventes derivados del petróleo, con lo cual se logra también un manejo mucho más seguro, si bien su secado es un poco más lento.

3.— REVESTIMIENTOS IMPERMEABLES.

a) — DE APLICACION EN CALIENTE ("OXIDIT 1412"):

Desde mediados del siglo pasado tomó gran popularidad el uso de asfalto soportado u oxidado para la impermeabilización de techos, ya que para un mismo punto de reblandecimiento, se obtiene mayor ductilidad en asfalto oxidado que en los asfaltos endurecidos exclusivamente por destilación con arrastre de vapor, lo cual se traduce en mayor resistencia al agrietamiento provocado por los cambios de temperatura y por los movimientos de los techos.

Las características más notables y sencillas de medir de un asfalto son "el punto de reblandecimiento" y "la penetración".

El "punto de reblandecimiento", mide la temperatura a la que el asfalto escurre, condición muy importante para definir que tipo de asfalto oxidado se requiere para determinadas inclinaciones de techos y temperaturas ambientes. Obviamente para mayor inclinación o temperatura, se requiere un mayor punto de reblandecimiento.

La "penetración" es una medida muy importante, porque está directamente relacionada con la ductilidad del material, es decir, con la propiedad de estirarse sin romper la continuidad de la película, lo cual produciría grietas en el sistema impermeable y permitiría el paso del agua. Generalmente un asfalto con mayor punto de reblandecimiento tiene menor penetración (menor ductilidad), por lo cual es conveniente emplear asfalto con la mayor penetración posible, procurando que no disminuya el punto de reblandecimiento, para evitar que la tarpa impermeable se escurre e inutilice la impermeabilización. Cuando se utilizan los productos es muy importante no subestimar ni rechazar el material, ya que en ambos casos se eliminan ventajas plásticas, provocándose un deterioro en las características y propiedades del asfalto, lo que origina un empesamiento prematuro del material. Por ello es necesario disponer del equipo adecuado de calafateamiento, como son los calafateos especiales para asfalto que disponen de termómetros, distanciantes térmicos, etc.

Los usos específicos de cada tipo de asfalto oxidado, dependen de la pendiente del techo, de las máximas temperaturas del color, peso y tipo de acabado, etc. En términos generales podemos decir que el tipo "A" sólo debe utilizarse en techos con poca pendiente y en climas extremadamente fríos, no en México.

El tipo "B" en techos con poca pendiente y en climas fríos, aplicable a muy pocas regiones de México.

El tipo "C" en techos con pendientes hasta de 30°, en climas templados o en techos con pendientes previas y en clima cálido.

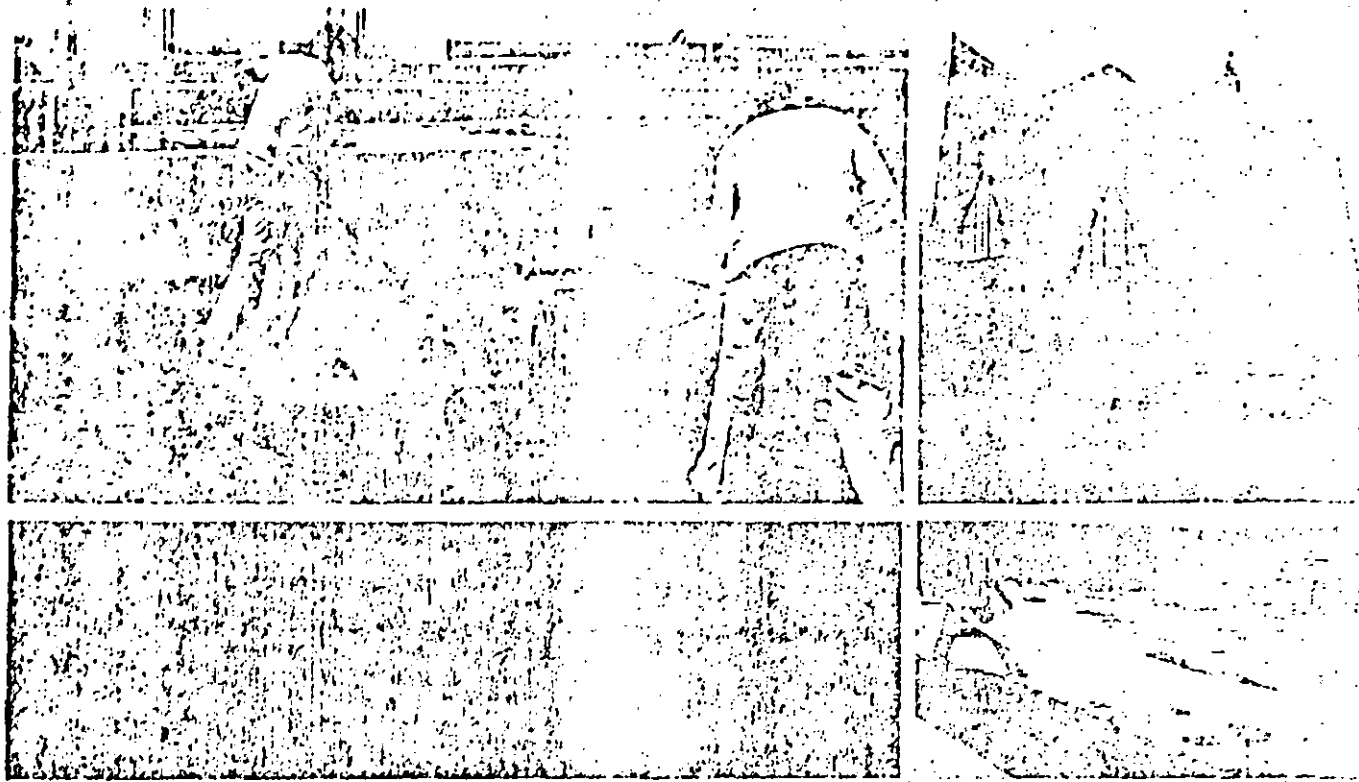
Finalmente, el tipo "D" en techos con pendientes fuertes y en clima cálido.

De lo anterior se desprende que para las condiciones de nuestro país, el tipo "C" debe ser el de uso general, y solamente en casos extremos se deberá emplear el tipo "D".

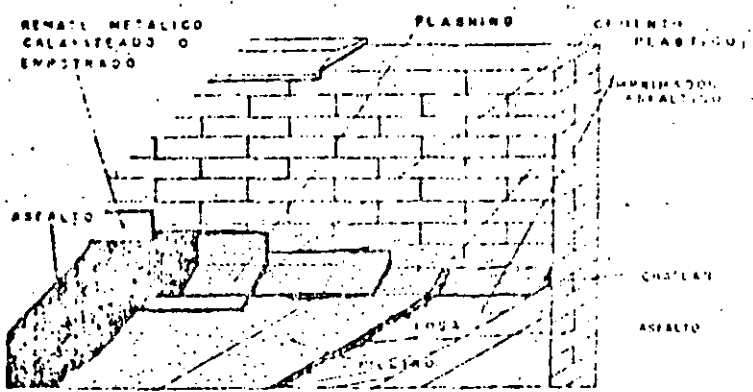
Los asfaltos oxidados de aplicación en caliente pueden mejorarse dándoles mayor ductilidad, mediante un proceso de oxidación catalítica, haciéndolos más elásticos mediante la incorporación de hules sintéticos, o confiriéndoles mayor resistencia al intemperismo mediante la incorporación de ciertas cargas minerales.

Sin embargo, se recomienda a los técnicos especialistas, que constatar que esas adiciones se efectúan en laboratorios debidamente instalados y bajo control químico, porque, cuando se hacen en forma empírica, generalmente degradan la calidad del revestimiento estético.

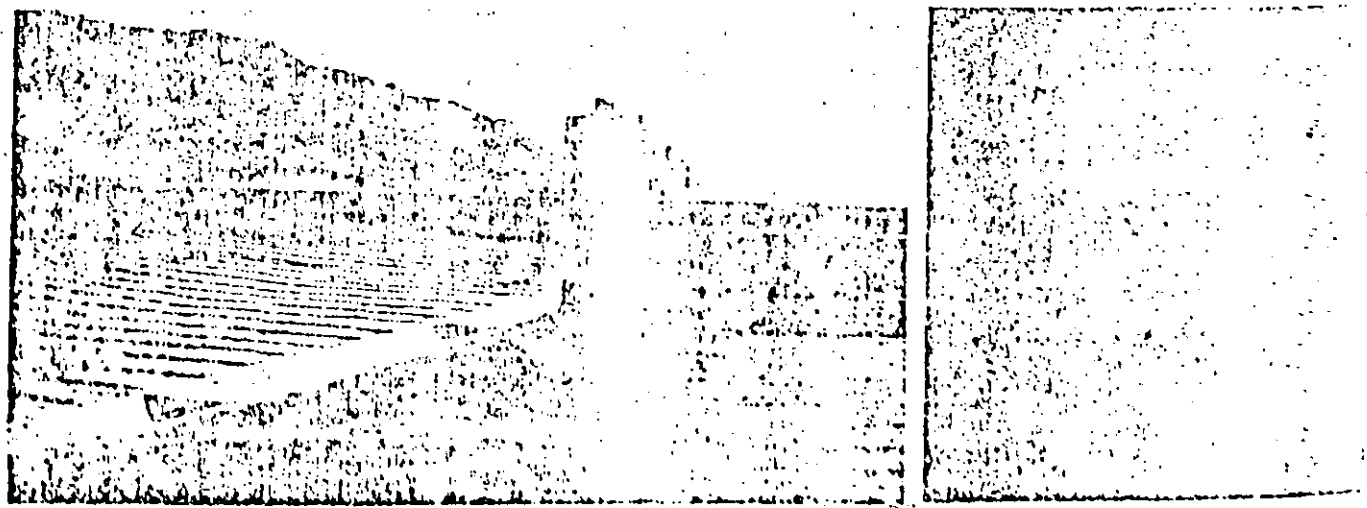
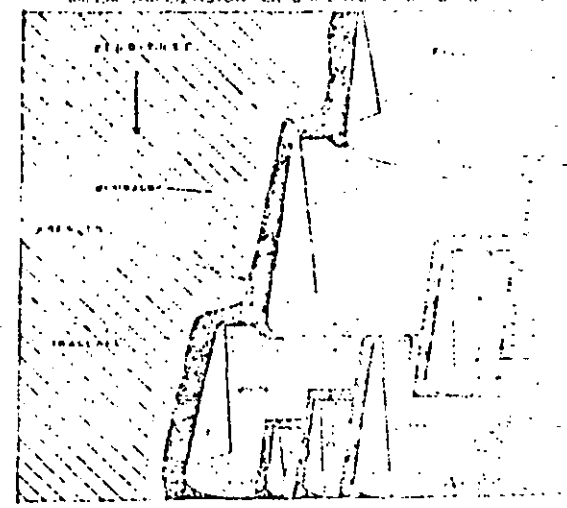
Puede pensarse que la impermeabilización con asfalto oxidado de aplicación en caliente, seguirá siendo por muchos años la más económica para impermeabilizar y que, siguiendo las lineamientos de instalación correctos, bajo un sistema impermeable fuerte y completo, resuelva con éxito la protección de muchos tipos de techos.



DETALLE DE REMATE EN PRETILES



IMPERMEABILIZACION EN CASQUETE A DIFERENCIA



b) -- DE APLICACION EN FRIJO.

b.1) -- REVESTIMIENTOS EN FRIJO CON BASE EMULSION ACUOSA ("IMPERCOAT 5-40", "ELASTICOAT", "FIBRACOAT").

Estos revestimientos impermeables reúnen notables ventajas entre las que destacan las siguientes:

Se obtienen ya listos para usarse y no es necesario calentarlos previamente. Son flexibles a bajas temperaturas y no escuden en las condiciones más extrañas.

Se adhieren sobre todo tipo de superficies o materiales húmedos o secos.

Funcionan sobre pendientes con cualquier inclinación, aún verticales.

Su manejo es sencillo y exento de peligros.

Se pueden aplicar en forma manual o con equipo neumático.

Conservan sus propiedades por largo tiempo, aún en exposiciones directas al intemperismo.

Se pueden emplear solos o combinados con membranas de refuerzo, para obtener sistemas multi-capas.

Las limitaciones de estos productos son las siguientes:

No son recomendables para servicios de inmersión muy prolongada o continua.

Requieren de 4 a 8 horas de tiempo de secado por capa, y su costo es algo mayor que los revestimientos de aplicación en caliente, pero tienen ventajas que, en algunos casos, los justifican ampliamente.

b.2) -- REVESTIMIENTOS EN FRIJO EN BASE DE SOLVENTES ORGANICOS ("ASFASOL", "FLEXOL").

Se clasifican dentro de este grupo a todos aquellos productos impermeabilizantes que se aplican directamente del envase y cuyo vehículo es un solvente; reciben también el nombre de impermeabilizantes rebajados. Estos impermeabilizantes son productos asfálticos mejorados con la adición de fibra de asbesto, elastómeros y rellenos minerales, que alargan su vida y permiten que formen capas, con una gran resistencia al agrietamiento producido por los efectos de la intemperie.

Los impermeabilizantes rebajados forman películas flexibles y sumamente impermeables con características de gran elasticidad, lo que permite que se utilicen no sólo como impermeabilizantes en sistemas nuevos, sino también como productos para rejuvenecimiento en sistemas ya aplicados y que puedan tener a su disposición, además, ellos soportar inmersión continua.

4a. -- MEMBRANAS DE REFUERZO ("FILTROQUIM", "IMPERFIL", "VITROCOAT").

Las membranas de refuerzo se aplican en sistemas impermeables generalmente en forma de "sandwich", entre dos capas de revestimiento impermeable, lográndose con esta impermeabilizaciónes más gruesas, resistentes e impermeables al punto del agua. Las membranas de refuerzo instaladas como componentes de un sistema, cubren las siguientes funciones:

1a. -- Aumentan la impermeabilidad del sistema protector.

2a. -- Permiten la aplicación de capas sucesivas de revestimientos impermeables.

3a. -- Aseguran un espesor mínimo a la carpeta impermeable.

4a. -- Aumentan la resistencia del sistema impermeable a las fuerzas mecánicas.

5a. -- Retrasan el avance de las grietas superficiales hacia la losa.

Los diversos membranas de refuerzo que se obtienen en el mercado nacional, cubren las funciones enumeradas y es aceptado que dichas membranas son elementos recomendables en un buen sistema de impermeabilización.

En el mercado nacional existen diferentes tipos de membranas, teniendo entre ellas las fibras, elaboradas a base de fibras de celulosa, madera, algodón o fibras sintéticas, con las que se forman hebras laminadas que se saturan con asfalto y se obtienen como elementos de refuerzo con impermeabilizantes de aplicación en caliente. Estas membranas son impermeables por sí mismas, por lo cual aumentan la efectividad del sistema, además del refuerzo que le confieren.

Existen también membranas de filamentos de fibra de vidrio que se saturan o no con asfalto y que se utilizan como refuerzo en impermeabilizaciones de aplicación en caliente o en frío. Estas membranas no son impermeables de por sí, por lo cual sólo actúan como refuerzo.

5a. -- MATERIALES PREFABRICADOS ("FILTROQUIM MINERALIZADOS").

Los materiales prefabricados contienen tres de los elementos esenciales para un sistema impermeable, en un solo conjunto, ya que constan de un filtro de celulosa o fibra de vidrio, recubierto con asfalten estabilizados, terminado o no, con gravillas minerales opacas y decorativas.

De acuerdo con las necesidades del diseño, se pueden colocar como capas intermedias o de acabado.

6a. -- ACABADOS.

Los acabados son un elemento fundamental en la impermeabilización y con mucho acierto se ha dicho que, la vida útil del acabado, es la vida del sistema impermeable.

Lo anterior es comprensible, si se considera que los techos de una construcción, son la parte que más severamente es atacado por el intemperismo y por los destructores rayos ultravioleta de la luz solar. También debe considerarse que los materiales asfálticos, principalmente los de aplicación en caliente, son muy poco resistentes a la acción de la intemperie, por lo cual no es recomendable que queden directamente expuestos. Por ello, debe procurarse mantener siempre en condiciones, el acabado de cualquier impermeabilización.

Los acabados para impermeabilizaciones deben ser de colores claros, con el objeto de que los techos se calienten a menor posibilidad, lográndose con esto que las intemperies se mantengan más levemente y que la vida útil de la impermeabilización se sea lo más elemental.

Los acabados más frecuentes para terminar los sistemas de impermeabilización, son los siguientes:

- 1 -- Las gravillas naturales o pigmentadas.
- 2 -- Las pinturas bituminosas en color aluminio ("BITUCOLOR ALUMINIO").
- 3 -- Las pinturas elastoméricas blancas o en colores ("ELASTOCOLOR").
- 4 -- Las pastas reflejantes (fabricadas empleando "GUARAWOOD").
- 5 -- El papel aluminio.
- 6 -- En esmalteado y otro recubrimiento cerámico.
- 7 -- Los pavimentos asfálticos, en frío o caliente ("FLEXOCRISTO").
- 8 -- Los recubrimientos elastoméricos con alta resistencia a la abrasión ("TIROPLASTIC").
- 9 -- Los acabados prefabricados ("FILTROQUIM MINERALIZADO").

Veamos ellos con más detalle:

1 -- LAS GRAVILLAS NATURALES O PIGMENTADAS, con o sin color, se aplican por su naturaleza homogénea que les confiere alta resistencia al intemperismo, lográndose con equipo manual o con equipo, debe hacerse notar, que entre particular y particular las intemperies, en los cuales queda expuesto el asfalto, al estar entre las gravillas, además de que estas gravillas, presentan en su superficie algún contenido de humedad, por lo que, al aplicarse en asfalto caliente, hay un empuje por el cual ocasiona que parte de la gravilla se desprenda y quede "calva", por tal motivo, se recubrimiento impermeable. Para evitar estos problemas, se debe aplicar una capa de cemento adhesionante en la losa o gravillas, con lo cual se cubren las superficies y se hacen entre sí más, evitando que se desprenda.

2 -- LAS PINTURAS BITUMINOSAS ("BITUCOLOR ALUMINIO") en color aluminio, son un acabado muy fácil de instalar, por lo que son ideales para trabajos de mantenimiento continuo, tienen una vida útil del orden de 1 a 3 años, dependiendo de su calidad y deben ser renovadas frecuentemente. No se recomienda para techos con tránsito y su reflectividad es de primer orden.

3 -- LOS RECUBRIMIENTOS ELASTOMERICOS ("ELASTOCOLOR"), son muy decorativos y durables, pero deben de tener ciertas precauciones para asegurar buenos resultados.

Ellos no se deben aplicar directamente sobre asfalto de aplicación en caliente, sino sobre una base previa de gravilla o fibras asfálticas al agua y pueden ser aplicadas en forma directa, sobre algunos revestimientos de aplicación en frío.

Deben formar películas con buena elasticidad y estar formuladas con resinas exentas de plastificantes volátiles, para que no se agrieten rápidamente con la exposición directa al sol. Un acabado que cumple los anteriores consideramos, aplicado con un rendimiento del orden de 1.2 litro por metro cuadrado, tendrá una duración adecuada y soportará bien el tránsito, eventual.

WATER RESISTANT IMPERMEABLE WATER

4

4 - LAS PASTAS REFLECTIVAS, se fabrican a partir de col, cemento blanco, y un ligante a base de resinas emulsionadas que les confiere cohesión y buena adherencia ("QUIMIWILU"). Estos pastos son durables y económicos, por lo cual su uso se ha extendido bastante. Son resistentes al intemperismo y soportan bien el tránsito eventual.

Por ser rígidos, pueden aparecer ligeras fisuras pero ellas no crean fallas de impermeabilidad.

5 - EL PAPEL DE ALUMINIO, se emplea algunas veces para recubrir impermeabilizaciones, ya que tiene muy buena poder reflectante y es resistente al intemperismo. Sin embargo, su uso se ha visto limitado por su pobre adherencia al sustrato, que ocasiona rápidos desarrollos y roturas que dejan al descubierto al asfalto en un tiempo muy breve.

6 - EL ENLADRILLADO, es el recubrimiento tradicional de azulejos en nuestro país, y es un magnífico elemento protector para impermeabilizaciones. Entre sus cualidades podemos enumerar que es un material decorativo, que da un buen aislamiento al calor, siendo resistente a la intemperie y al tránsito frecuente.

Cuando el ladrillo se coloca cuidadosamente sobre una impermeabilización, sin darar a ésta, se puede asegurar que la impermeabilización tendrá una vida útil prolongada.

Sin embargo, en la práctica se observa que los enladrilladores destruyen la carpeta impermeable, casi en forma inevitable, con lo que las filtraciones se manifiestan en seguida. La vieja práctica constructiva de fijar los filos de nivel con clavos, directamente sobre la superficie; la de pulir mezcla sobre la misma; la de hacer pilas de ladrillos o de transitar con carretillas sobre las impermeabilizaciones, producen daños que rompen la continuidad del sistema y se presentan posteriormente las humedades. Es muy importante llamar la atención sobre el punto anterior, para así poder lograr una mayor colaboración entre los residentes, albaniles e impermeabilizadores, que a través de trabajos más seguros, mejor coordinados y ejecutados. Siempre el trabajo en equipo, dará mejores frutos.

7 - LOS PAVIMENTOS ASFALTICOS ("FLEXOCRETO"), han ido adquiriendo en los últimos tiempos mayor importancia, como acabados para impermeabilización.

Ellos son verdaderas sustitutas del enladrillado, ya que soportan tránsito pesado, eón de vehículos, y su vida útil es muy prolongada. Estos acabados se aplican con espesores mínimos de 1 cm. y se hacen a base de emulsiones asfálticas, con agregados de granulometría controlada y cemento Portland, colocándose sobre el techo por medio de maestras y esperejando con reglas de madera, en la misma forma en que se suele un piso de concreto, pudiéndose obtener tanto acabados finos, como ásperos.

Como estos acabados son colocados por el mismo instalador de la impermeabilización, se logra una garantía total sobre la impermeabilización del techo, ya que se elimina la posibilidad de que durante el enladrillado se dañe la impermeabilización.

Creemos que este tipo de acabados se irá aplicando cada vez más por los ventajas que posee. Estos acabados son magníficos sustitutos del ladrillo, pero no deben emplearse como impermeabilización única. Con ellas se obtendrá un funcionamiento óptimo si se colocan siempre sobre un sistema de impermeabilización completa, que contenga todos los elementos requeridos.

8 - RECUBRIMIENTOS ELASTOMERICOS CON ALTA RESISTENCIA A LA ABRASION ("BIROPLASTIC"). En los últimos tiempos se han venido desarrollando algunos recubrimientos "tipo pintura", que llevan en su formulación agregados de muy alta resistencia a la abrasión, con lo cual se obtienen superficies que no se desvirtúan fácilmente con el tránsito de personas.

Estos recubrimientos especiales superan a otro tipo de materiales semejantes, en cuanto a su resistencia al tránsito. Son de muy alta duración y se instalan fácilmente, teniendo también la característica de poderse colocar prácticamente en cualquier color.

9 - ACABADOS PREFABRICADOS ("THERMOQUIM MINERALIZADO"). La característica de estos acabados es que son totalmente resistentes a la intemperie y de color uniforme, son fáciles de colocar y dan buena impermeabilidad a los sistemas en los que se aplican.

Estos son, a grandes rasgos, los materiales impermeabilizantes más usados hoy en día. Claro está que faltan mencionar otros tales como las laminas metálicas, ya de cobre o plomo, u otros materiales de tejas o pisos que en si no son materiales impermeables.

II.-SISTEMAS IMPERMEABLES.

Ya se ha establecido que los sistemas impermeabilizantes deben constar con un mínimo de tres componentes principales que son:

- 1 - EL PRIMARIO O BASE ADHESIVO.
- 2 - LA CARPETA IMPERMEABLE.
- 3 - EL ACABADO.

El primario o base adhesivo tendrá por objeto sellar la porosidad y las partículas de polvo sueltas en la superficie. La carpeta impermeable, será la verdaderamente responsable de la impermeabilidad del sistema. Estas carpetas pueden estar formadas por capas alternadas de revestimientos y membranas de refuerzo. Se acepta generalmente que, a mayor número de capas, se obtiene más seguridad y mayor duración, la cual se relaciona de cierta manera con el tiempo que el sistema a base de las mismas materiales. Sin embargo, debe de considerarse también, que existen potenciales de mejor funcionamiento con los que se obtiene óptimos resultados a espesores menores. Podríamos establecer que un material más elástico, dúctil, impermeable y resistente al envejecimiento, dará un funcionamiento equivalente con menor espesor. Los acabados, como ya hemos visto también, tienen una función principal a la carpeta impermeable contra el ataque de intemperismo y del ataque físico por el uso inadecuado a que se le presta a que se ven en una carpeta.

Una vez establecidos los componentes de los sistemas de impermeabilización, se pueden clasificar en cuatro tipos:

- 1 - Los de aplicación en frío.
- 2 - Los de aplicación en caliente.
- 3 - Los de aplicación mixta.
- 4 - Los prefabricados.

Las características de cada uno de estos tipos de sistemas son las siguientes:

1 - LOS DE APLICACION EN FRIO

Ellas se efectúan partiendo de materiales listos para usar, sin necesidad de calentados.

Los materiales de aplicación en frío se adhieren fácilmente sobre todo tipo de superficies, en algunas casos sólo estando húmedas, lo cual reduce la posibilidad de que se presenten burbujas, lo cual reduce la posibilidad de que se presenten burbujas y dependientemente aunque algunas veces aparecen cuando se trabaja con superficies con alta humedad de humedad.

Otra aspecto importante es que las refuerzos, por ser más fáciles para aplicaciones en frío son generalmente dúctiles y fáciles de manejar, lográndose con ello trabajos mejor adaptados a las irregularidades de las superficies.

Ventajas también muy importantes de estos sistemas de aplicación en frío, son que no se requieren un gran factor de dilatación de las superficies a la temperatura de aplicación y que no se necesita un calentamiento.

Se debe mencionar que estos sistemas son muy resistentes al intemperismo y al tránsito sobre ellos, en especial cuando se emplean flexibles y dúctiles durante muchos años.

Así pues, las empresas del comercio en frío son venidos en un gran número en la mayoría de los países, ya que se instalan fácilmente y sin molestias, además de que tienen una gran elasticidad y gran duración.

Por otra parte, estos materiales son bastante indicados para trabajos de mantenimiento local, ya que por su facilidad de aplicación se dan en instalaciones por personal que tenga poca experiencia.

2 - SISTEMAS DE APLICACION EN CALIENTE

Los sistemas de impermeabilización que se aplican en caliente tienen la ventaja de ser económicos, tener grandes características resistentes a la penetración y a todo el tránsito y el uso que puede existir en algunas zonas en construcción. Por estas razones es recomendable su uso en techos que sean resistentes e impermeabilizantes, además de cualquier otro tipo de abaco en los que se requiera una buena protección a largo plazo. Ventaja principal de estos materiales es la de que están exentos de solventes.

Para que estos materiales se puedan aplicar en frío es necesario que se calienten hasta que se fundan. Sin embargo, la temperatura del calentamiento no debe ser mayor de 170°C, porque se deterioran. Tampoco deben recalentarse ni calentarse durante más de 10 hrs., porque se logra un efecto similar. Debemos también que estos materiales no se adhieren sobre superficies que

MATERIALES IMPERMEABILIZANTES

medas. Se puede decir pues, que los procedimientos de impermeabilización a base de asfaltos acuosos aplicados en caliente, están llamados a perdurar en la industria de la construcción, mientras no se empujen demasiado los derivados del petróleo requeridos para su obtención.

3 - SISTEMAS DE IMPERMEABILIZACION DE APLICACION MIXTA

Estos sistemas consisten en la combinación de aplicaciones de sistemas de impermeabilización en caliente, terminadas con una capa superior de impermeabilizante en frío, con la cual se logran conjugar las ventajas de ambos procedimientos, que son: obtener fuerza y resistencia al mal trato, que confiera la impermeabilización en caliente; protegerla por un recubrimiento en frío, que soporte el intemperismo y el envejecimiento. Simultáneamente se fijan mejor las gravillas y se puedan terminar bien varios detalles que son fundamentales para asegurar la eficacia de la impermeabilización, tales como: pretilos, bajadas pluviales, tuberías, etc., lográndose además una cubierta superior, sumamente resistente al agrietamiento.

Lo anterior explica el porqué, con los sistemas mixtos, se obtienen carpetas impermeables seguras y durables.

4 - SISTEMAS A BASE DE PREFABRICADOS.

Estos sistemas tienen la ventaja de poseer un aspecto uniforme controlado en fábrica, con lo cual se obtiene una protección adecuada en todos los puntos recuérveros. Son indicadas para recubrir superficies desde bajas temperaturas, hasta de 40°C, sin riesgo de escorrimiento. Además, debemos mencionar que su cubierta granulada en caliente, se aplica en fábrica, lográndose con ello un aspecto decorativo de larga duración. Este tipo de sistemas se pueden fijar sobre la superficie, bien por medios mecánicos o bien por medio de adhesivos asfálticos en frío o caliente, con bastante rapidez; es recomendable colocar membranas de refuerzo adicionales.

IMPERMEABILIZANTES NO BITUMINOSOS.

Todo lo que se ha mencionado anteriormente se refiere a impermeabilizantes de índole asfáltica. Sin embargo, hay que indicar que existen otros impermeabilizantes de distinta base, los cuales se pueden dividir en:

1 - ELASTOMERICOS ("FLEXODEFORM", "ALBERQUINA"), que pueden ser líquidos o ya en membranas prefabricadas.

LOS ELASTOMERICOS LIQUIDOS -- Son los productos que se aplican por medio de brocha o equipo de aspersión, sobre las superficies.

Algunos de ellos curan por evaporación del solvente y algunos otros por reacciones químicas, significando que son casi por ciento sólidos.

Estos materiales tienen magníficas propiedades generales. Por ejemplo: los hay que son a base de neopreno-hypalon, poliuretano o buta clorada, y se emplean con éxito en el acabado de albercas. Tienen alta resistencia al intemperismo y una gran plasticidad. Sin embargo, su uso en techos es bastante limitado, debido al muy alto precio del producto.

LOS ELASTOMERICOS SOLIDOS, que se presentan ya en forma de membranas prefabricadas, tales como las de lona butilo, P.V.C. o similares; tienen el inconveniente de que son sumamente difíciles de sellar en los traslapes entre membrana y membrana. Además, como las superficies no son siempre totalmente planas, sino que hay algunas irregularidades, se forman pequeños huecos durante su colocación, que son prácticamente imposibles de pagar en forma eficiente. El resultado es que aunque a través de la membrana no logra pasar el agua, ella pasará por el traslape, ocasionando muy serios problemas. Por esta razón, la aplicación de estos materiales se debe encargarse a compañías muy especializadas en este tipo de trabajos.

2 - MATERIALES VARIOS

Otro grupo sería el formado por los materiales rígidos, cerámicos, materiales rígidos laminados tales como las tejas, las láminas metálicas, que pueden ser de cobre, plomo, hierro o aluminio y un tercer grupo que estaría formado por los materiales de capilaridad negativa o hidrófugos, en los cuales podríamos señalar dos grupos: los silicones para impermeabilizaciones de superficies

5

verticales y el de los impermeabilizantes integrales, formados a base de jehones metálicos.

3 - MATERIALES CERAMICOS -- En el grupo de los materiales rígidos, cerámicos, tenemos por ejemplo las tejas, que en algunas épocas se han usado como materiales únicos en los techos, pero que debido a que se rompen y desmenuzan fácilmente con el viento, se considera que su uso, hoy en día, debería de destinarse más bien a fines únicamente decorativos y de protección contra la intemperie. Lo correcto sería colocar debajo de las tejas una impermeabilización formal, como sucede en otros países. Este material día a día va cayendo en desuso.

4 - LAMINAS METALICAS.

Podríamos citar las láminas metálicas de plomo o de cobre. Como ejemplo de la aplicación de ellas se pueden mencionar el Palacio de los Deportes o la misma Basílica de Nuestra Señora de Guadalupe en la Ciudad de México. Con su uso se pueden lograr efectos decorativos muy interesantes y de muy alta duración. Sin embargo, se debe señalar que su colocación significa una verdadera obra de artesanía, ya que deben de soldarse con todo cuidado los traslapes oblicuos. Además, en ellas deben de hacerse recortes, muy finos y su costo es muy elevado, lográndose muy buenas resultados, aunque deben ser tomadas en cuenta las inconveniencias ya mencionadas.

En cambio, no es lo mismo cuando se usan láminas de fierro, aun cuando éste está galvanizado, porque existen puntos, sobre todo donde se daña el galvanizado o la hora del anegamiento en los traslapes, que inevitablemente se oxidan, se corroen y dan puntos de penetración al agua, lo más grave de este tipo de recubrimientos, es que posteriormente el agua se acumula debajo de ellas y "sigue fluyendo" muchos meses después de que para la temporada de lluvias. Así pues, se recomienda que estos techos sean tratados con mucha cuidado, cuando decidan usarse las láminas de fierro como impermeabilizantes.

5 - Un quinto grupo sería, como ya se mencionó, el de los MATERIALES DE CAPILARIDAD NEGATIVA. Estos materiales no forman verdaderas películas sobre los materiales que protegen, sino que su acción consiste en invertir la capilaridad de las porosidades, de tal manera que de ser afines hacia el agua sean repelentes hacia ella, por lo cual habrá cierto rechazo al agua que esté en contacto con esa superficie. Naturalmente que el agua es rechazada en tanto que la presión que la empuja hacia dentro, no supera a la fuerza de repelencia.

Estos materiales de capilaridad negativa, hay que considerarlos a su vez, divididos en dos grupos, formados por:

a) -- **SILICONES REPELENTES ("AQUASIL "A" Y "S")**, los cuales se emplean para proteger de la entrada de agua de las fachadas, superficies verticales. Debe hacerse hincapié en que estos repelentes a base de silicones, no son para impermeabilizar techos, puesto que ahí se acumulan tirantes de agua con presiones suficientes para vencer a la repelencia de los silicones. Deben emplearse exclusivamente en fachadas en las cuales se tengan cubiertas a base de materiales absorbentes, con la limitación de que los poros de dichos materiales deben de ser de tamaño capilar. Si son poros grandes, entonces la acción de los silicones se ve bastante disminuida y el agua será absorbida hacia el interior.

b) - El segundo grupo de estos materiales es el formado por los **IMPERMEABILIZANTES INTEGRALES ("IMPERQUIM POLVO, LIQUIDO Y PASTA")** que, generalmente, están formados a base de jehones metálicos, en lo cual se disminuye gradualmente la absorción del agua. Debe decirse que estos materiales tampoco son una solución completa en losas de concreto, ya que ahí el agua no entrará exclusivamente por la porosidad que queda en el concreto, sino que también penetrará a través de las juntas empizares y por todos los detalles constructivos que componen la losa, independientemente de que en ellos inevitablemente se presenten agrietamientos posteriores al colado, por la hidratación natural del concreto, o bien, por los asentamientos de las construcciones. Así pues, los impermeabilizantes integrales son adecuados y se recomiendan más bien para disminuir en un grado la absorción de agua a través de cimentaciones, en muros de concreto, sistemas, etc., pero con los otros sistemas ya mencionados. Una vez enumerados los diferentes materiales impermeabilizantes con que se cuenta, y explicada la forma de combinarse para lograr lo que se llama un sistema impermeable, se señalan algunos sistemas.

SISTEMAS DE IMPERMEABILIZACION

TIPO DE SUPERFICIE	VIDA ÚTIL ESPERADA					
	5 AÑOS		10 AÑOS		15 AÑOS	
	FRIO	CALENTE	FRIO	CALENTE	FRIO	CALENTE
LEONAS HONGRIASAS	1071	1062	1072	1063	1073	1064
LEONAS ALEMANAS	1071	1061	1072	1062	1073	1064
SABASTOSES DE TORCILTO	1071		1072		1073	
LEONAS DE SIERRES	10713	10618	10723	10623	10733	10643
BEVEDAS CATALANAS	1071	1061	1072	1062	1073	1064
DETERA	10710	10610	10720	10620	10730	10640
PAPELLAS	1071	1061	1072	1062	1073	1064
GRANULAS DE BARR			1071	1061	1072	1062
GRANULAS DE COBERTURA			1071	1061	1072	1062

"IQF1"

- Limpieza y preparación de la superficie, eliminando materiales sueltos o no adheridos.
- Colatareo de zonas críticas, tales como grietas, juntas, challinas, bajadas, tuberías, etc., empleando "Bituplastic".
- Aplicación de una mano de imprimador "Imperprim S-1", para sellar la porosidad de la superficie a razón de 0.2 lt/m².
- Aplicación en frío de una capa de impermeabilizante "Impercoat S-40" a razón de 1.5 lt/m².
- Colocación de una malla de fibra de vidrio "Vitracoat" con traslapes mínimos de 5 cm.
- Aplicación de una segunda capa de "Impercoat S-40" a razón de 1.5 lt/m².
- Aplicación de gravilla o grano de mármol.
- Acabado (Véase la Tabla de Acabados).

"IQF2"

- Sigúense los cuatro primeros pasos realizados para "IQF1".
- Colocación de una malla de fibra de vidrio "Vitracoat" con traslapes mínimos de 5 cm.
- Aplicación de una segunda capa de "Impercoat S-40" a razón de 1.5 lt/m².
- Colocación de una segunda malla "Vitracoat".
- Aplicación de una tercera capa de "Impercoat S-40".
- Aplicación de gravilla o grano de mármol.
- Acabado (Véase la Tabla de Acabados).

"IQC1"

- Sigúense los tres primeros pasos realizados para "IQF1".
- Aplicación en caliente de una capa de impermeabilizante "Asfalquim 1512" a razón de 1.5 kg/m².
- Colocación de una lámina de filtro impermeable "Filtroquim No. 15", con traslapes mínimos de 5 cm.
- Aplicación de una segunda capa de impermeabilizante "Asfalquim 1512".
- Aplicación de gravilla o grano de mármol.
- Acabado (Véase la Tabla de Acabados).

"IQC2"

- Sigúense los cuatro primeros pasos realizados para "IQF1".
- Colocación de una lámina de filtro impermeable "Filtroquim No. 15", con traslapes mínimos de 5 cm.
- Aplicación de una segunda capa de impermeabilizante "Asfalquim 1512".
- Colocación de una segunda lámina de "Filtroquim No. 15".
- Aplicación de una tercera capa de "Asfalquim 1512".
- Aplicación de gravilla o grano de mármol.
- Acabado (Véase la Tabla de Acabados).

"IQF4"

- Sigúense los ocho primeros pasos realizados para "IQF2".
- Colocación de una tercera malla de "Vitracoat".
- Aplicación de una cuarta capa de "Impercoat S-40".
- Colocación de una cuarta malla de "Vitracoat".
- Aplicación de una quinta capa de "Impercoat S-40".
- Aplicación de gravilla o grano de mármol.
- Acabado (Véase la Tabla de Acabados).

"IQC4"

- Sigúense los ocho primeros pasos realizados para "IQC2".
- Colocación de una tercera lámina de "Filtroquim No. 15".
- Aplicación de una cuarta capa de "Asfalquim 1512".
- Colocación de una cuarta lámina de "Filtroquim No. 15".
- Aplicación de una quinta capa de "Asfalquim 1512".
- Aplicación de gravilla o grano de mármol.
- Acabado (Véase la Tabla de Acabados).

NOTAS:

"S": En los sistemas terminados en "S", momentos de siguiente al punto segundo: sellado de juntas entre las y con empalmes "Gusolastic".

"M": En los sistemas terminados en "M", sustituya el paso tercero por la siguiente: claveteado sobre toda la superficie de una lámina de "Filtroquim No. 15", con traslapes mínimos de 20 cm.

ACABADOS PARA IMPERMEABILIZACION

MATERIAL	VIDA ÚTIL ESPERADA	RESISTENCIA AL TRAFICO	COLOR	NIVEL DE PRECIO	CICLO DE MANTENIMIENTO
ELÉVICOLO	5 AÑOS	EVENTUAL	TODOS COLORES	50%	5 AÑOS
PASTA DE MIEL	5 AÑOS	EVENTUAL	BLANCO	50%	5 AÑOS
SITUACIÓN DE ALUMINIO	5 AÑOS	NO	BLANCO	50%	5 AÑOS
SITUACIÓN DE COLO	5 AÑOS	NO	TODOS COLORES	50%	5 AÑOS
PLASTICO	10 AÑOS	EXCELENTE	TODOS COLORES	70%	10 AÑOS
GRANULACION	10 AÑOS	EXCELENTE	GRIS	100%	10 AÑOS



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

DIRIGIDO AL PERSONAL PROFESIONAL DE LA DIRECCION GENERAL
DE CAMINOS RURALES DE LA SECRETARIA DE COMUNICACIONES Y
TRANSPORTES.

CURSO: "RESIDENTES DE CONSTRUCCION"

CIMBRAS

ING. FEDERICO ALCARAZ LOZANO

DEL 10 AL 15 DE SEPTIEMBRE DE 1984
ZACATECAS, ZAC.

CONEXIONES ATORNILLADAS

CONEXIONES ATORNILLADAS EN ESTRUCTURAS DE ACERO

La mayor parte de las especificaciones relativas a estructuras de acero reconocen como medios de unión entre sus elementos, a los remaches, los tornillos y la soldadura.

Desde hace años, los primeros han caído en desuso y se puede decir que actualmente han desaparecido ya en la práctica. Esto se ha debido al uso creciente de la soldadura y a la aparición de los tornillos de alta resistencia que sustituyen con ventaja a los remaches.

Se utilizan dos tipos de tornillos, los llamados comunes y los de alta resistencia.

Se designan, con el nombre que les dan las normas del ASTM para especificar sus características químicas y mecánicas, los primeros como tornillos A307 y los de alta resistencia como tornillos A325 ó A490.

TORNILLOS COMUNES (A 307)

Son, históricamente, el primer medio de unión utilizado en estructuras de acero; en la actualidad tienen una aplicación estructural muy limitada ya que su resistencia es reducida y no se recomiendan cuando pueden esperarse cambios de signo en los esfuerzos de las piezas que conectan o cuando se esperen cargas dinámicas.

En este sentido, las especificaciones del AISC fijan una serie de casos concretos en que los tornillos A-307 no deben usarse.

No se usarán para uniones entre tramos de columnas en estructuras esbeltas:

- a) Que tengan una altura de más de 60 m
- b) Que tengan una altura entre 30 y 60 m cuando la base es menor del 40% de la altura.
- c) Que tengan una altura cualquiera si la base mide menos del 25% de la altura.

No se usará en estructuras que deban soportar travesaños de grúa.

No se usarán donde halla máquinas o alguna carga viva que produzca impacto o reversión de esfuerzos.

Sin embargo, en estructuras ligeras en que los problemas mencionados no aparecen, así como en conexiones de elementos secundarios tales como largueros de techo, constituyen una buena solución pues son económicos y su manejo y colocación es muy simple.

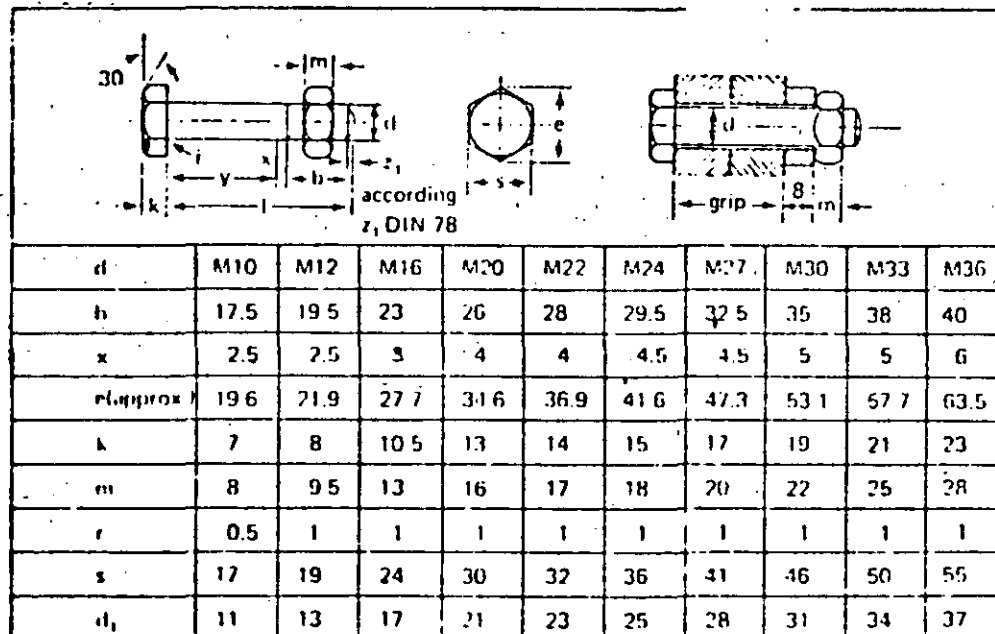


Figure 3.1 - Unfinished Hexagonal Bolts A307, DIN 7980 (Dimensions in mm). (From *Stahlbau*, Deutsches Stahlbau Verband, Cologne, 1957, p. 15).

TORNILLOS DE ALTA RESISTENCIAA 325A 490

Basan su capacidad en el hecho de que pueden ser sometidos a una gran fuerza de tensión controlada que aprieta firmemente los elementos de la conexión.

Las ventajas de este apriete firme se conocen desde hace tiempo, pero su aplicación práctica en estructuras proviene de 1951 en que se publicaron las primeras normas para regir su utilización. Desde entonces los tornillos de alta resistencia se han venido utilizando en forma creciente en EE.UU. y en la última década, también en México.

A partir de 1951, las normas relativas a estos tornillos se han modificado varias veces para poder incluir los resultados de las investigaciones que, en forma casi continua, se han venido realizando en torno a ellos.

Los primeros tornillos de alta resistencia que se desarrollaron y aún los más comunmente usados son los A-325; posteriormente y con objeto de contar con capacidades aún mayores, se desarrollaron los A-490, ambos se obtienen de aceros al carbón tratados térmicamente.

Los tornillos A-325 se marcan, para distinguirlos, con la leyenda: A-325 y tres líneas radiales en su cabeza; la tuerca tiene tres marcas espaciadas 120°

Los tornillos A-490 se marcan con su nombre en la cabeza y con la leyenda 2H ó DH en la tuerca.

Las últimas normas reconocen 3 tipos distintos de tornillos A325; los tornillos tipo 1 son los originales y cuando se solicitan simplemente tornillos A325 son los que se suministran. Son los más utilizados.

Los tornillos tipo 2 (A325) se fabrican con acero martensítico de bajo carbono, para distinguirlos se marcan con líneas radiales a 60° en vez de 120° como los tipo 1.

Los tornillos A325 tipo 3 se caracterizan por tener una alta resistencia a la corrosión, suelen usarse con aceros de características similares a ellos. Se marcan con la leyenda A325 subrayada, la tuerca se marca con el número 3.

En México los únicos usados en forma extensa han sido los tipo 1.

Inicialmente los tornillos de alta resistencia consistían en un tornillo, una tuerca, y dos rondanas; actualmente las dimensiones de la cabeza y de la tuerca se han diseñado de tal forma que se puede, en muchos casos, prescindir totalmente de las rondanas y usar en los demás, una sola.

CARACTERÍSTICAS QUÍMICAS Y MECANICAS.

La composición química de los tornillos de alta resistencia, junto con el tratamiento térmico a que son sometidos,

5-770 • Specification for Structural Joints (11/25/78)

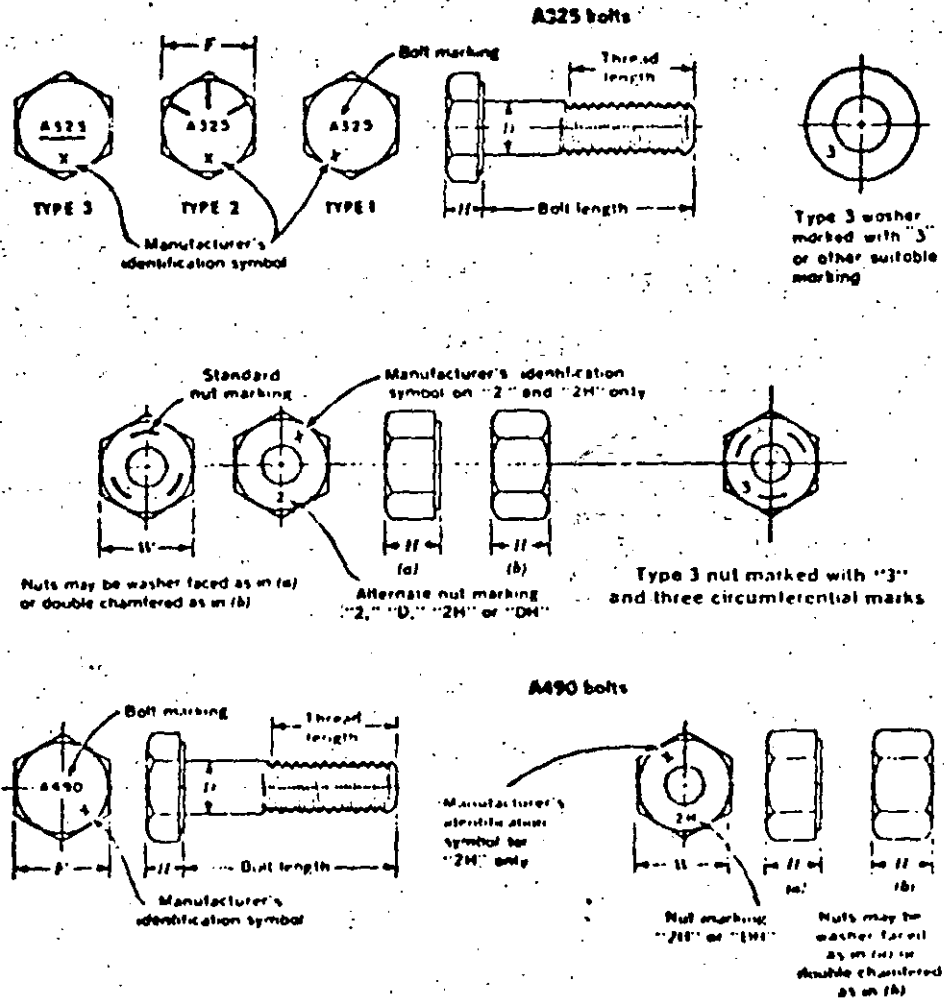


Fig. 1

Table 1 Washer Dimensions,* Inches

Nominal Bolt Size D	Circular Washers			Square or Rectangular flanged Washers for American Standard Beams and Channels		
	Nominal Outside Diameter	Nominal Diameter of Hole	Thickness Min. Max.	Minimum Side Dimension	Min. Thickness	Slope or Flare in Thickness
1/2	1 1/16	1 1/2	0.097 0.177	1 1/2	5/16	1:6
3/8	1 1/16	1 1/16	0.122 0.177	1 1/2	5/16	1:6
1/2	1 1/2	1 1/16	0.122 0.177	1 1/2	5/16	1:6
3/4	1 3/4	1 1/16	0.136 0.177	1 1/2	5/16	1:6
1	2	1 3/4	0.136 0.177	1 1/2	5/16	1:6
1 1/4	2 1/4	1 3/4	0.136 0.177	2 1/4	5/16	1:6
1 1/2	2 3/4	1 3/4	0.136 0.177	2 1/4	5/16	1:6
1 3/4	2 3/4	1 3/4	0.136 0.177	2 1/4	5/16	1:6
2	3	1 3/4	0.136 0.177	2 1/4	5/16	1:6

* Tolerances

- Nominal diameter of hole -0; +1/16
- Nominal outside diameter with flatness +1/16; 0
- Flatness, max. deviation from straight edge placed on "cut" side shall not exceed 0.01
- Bevel shall not project above immediately adjacent washer surface more than 0.01

les proporciona sus características de resistencia; el contenido de carbono y de manganeso es la variable más significativa en los tornillos A325. En los A490 el contenido de carbono se fija y el elemento de aleación se deja abierto para poder proporcionar por distintos caminos las propiedades mecánicas requeridas.

Aunque, cuando es posible, los tornillos deben someterse a una prueba de tensión para probar su resistencia; a menudo son demasiado cortos para que la prueba directa de tensión se pueda realizar, se recurre entonces a controlar la resistencia, indirectamente, a través de una prueba de dureza.

Se realizan con ese fin las pruebas Brinell ó Rockwell.

Table 5

Nominal Bolt Size, Inches #	Bolt Dimensions, Inches Heavy Hex Structural Bolts			Nut Dimensions, Inches Heavy Hex Nuts	
	Width across flats F	Height, H	Thread length	Width across flats W	Height, H
1/2	3/8	3/16	1	7/8	31/64
3/8	11/16	25/64	1 1/4	1 1/16	33/64
1/2	1 1/4	17/32	1 3/8	1 1/4	41/64
3/4	1 7/16	33/64	1 1/2	1 7/16	51/64
1	1 3/4	37/64	1 3/4	1 3/8	61/64
1 1/8	1 11/16	11/16	2	1 11/16	17/64
1 1/4	2	27/32	2	2	17/32
1 3/8	2 1/16	27/32	2 1/4	2 1/16	117/32
1 1/2	2 3/8	13/16	2 1/4	2 3/8	119/32

TABLE 1 Chemical Requirements for Types 1 and 2 Bolts, Nuts, and Washers

Element	Composition, percent				
	Type 1 Bolts	Type 2 Bolts ^a	Nuts	Washers	
				Quenched and Tempered	Carburized
Carbon:					
Heat analysis	0.30 min	0.15 to 0.23
Product analysis	0.27 min	0.13 to 0.25
Manganese, min:					
Heat analysis	0.50	0.70	1.00 max
Product analysis	0.47	0.67	1.00 max
Phosphorus, max:					
Heat analysis	0.040	0.040	0.120	0.040	0.040
Product analysis	0.048	0.048	0.128	0.050	0.050
Sulfur, max:					
Heat analysis	0.050	0.050	0.23	0.050	0.050
Product analysis	0.058	0.058	...	0.060	0.060
Boron, min:					
Heat analysis	...	0.0005
Product analysis	...	0.0005

^aType 2 bolts shall be fully killed, fine grain steel.
^bThe stock used for manufacture of carburized washers shall not contain over 0.25 percent carbon.

ESPECIFICACIONES

ASTM

TABLE 2 Chemical Requirements for Type 3 Bolts, Nuts, and Washers

Element	Composition, percent						
	Type 3 Bolts ^a					Type 3 Nuts ^a	Type 3 Washers ^a
	A	B	C	D	E		
Carbon:							
Heat analysis	0.33-0.40	0.32-0.48	0.15-0.25	0.15-0.25	0.20-0.25		
Product analysis	0.31-0.42	0.36-0.50	0.14-0.26	0.14-0.26	0.18-0.27		
Chromium:							
Heat analysis	0.90-1.20	0.70-0.90	0.30-1.35	0.40-1.20	0.60-1.00		
Product analysis	0.86-1.24	0.67-0.63	0.26-1.13	0.30-1.24	0.55-1.04		
Phosphorus:							
Heat analysis	0.040 max	0.06-0.12	0.035 max	0.040 max	0.040 max	0.07-0.15	0.040 max
Product analysis	0.045 max	0.06-0.125	0.040 max	0.045 max	0.045 max	0.07-0.155	0.045 max
Sulfur:							
Heat analysis	0.050 max	0.050 max	0.040 max	0.045 max	0.040 max	0.050 max	0.050 max
Product analysis	0.055 max	0.055 max	0.045 max	0.045 max	0.045 max	0.055 max	0.055 max
Silicon:							
Heat analysis	0.15-0.30	0.30-0.50	0.15-0.30	0.25-0.50	0.15-0.30	0.20-0.90	0.15-0.30
Product analysis	0.13-0.32	0.25-0.55	0.13-0.32	0.20-0.55	0.13-0.32	0.15-0.95	0.13-0.32
Copper:							
Heat analysis	0.25-0.45	0.20-0.40	0.20-0.50	0.30-0.50	0.30-0.60	0.25-0.55	0.25-0.45
Product analysis	0.22-0.48	0.17-0.43	0.17-0.53	0.27-0.53	0.27-0.63	0.22-0.58	0.22-0.45
Nickel:							
Heat analysis	0.25-0.45	0.50-0.80	0.25-0.50	0.50-0.80	0.30-0.60	1.00 max	0.25-0.45
Product analysis	0.22-0.48	0.47-0.83	0.22-0.53	0.47-0.83	0.27-0.63	1.03 max	0.22-0.48
Chromium:							
Heat analysis	0.45-0.65	0.50-0.75	0.50-0.50	0.50-0.50	0.60-0.50	0.30-1.25	0.45-0.65
Product analysis	0.42-0.68	0.47-0.83	0.27-0.53	0.27-0.53	0.53-0.95	0.25-1.30	0.42-0.65
Vanadium:							
Heat analysis	0.020 min
Product analysis	0.010 min
Molybdenum:							
Heat analysis	...	0.06 max	...	0.10 max
Product analysis	...	0.07 max	...	0.11 max
Titanium:							
Heat analysis	0.05 max
Product analysis

A, B, C, D, and E are classes of material used for Type 3 bolts. Selection of a class shall be at the option of the bolt manufacturer. Bolts or washers may also be made of any of the above listed bolt material classes. Selection of the class shall be at the option of the manufacturer.

TABLE 3 Hardness Requirements for Bolts

Bolt Size, in.	Hardness Number			
	Brinell		Rockwell C	
	Min	Max	Min	Max
1/2 to 1 inch	211	331	23	35
1 1/8 to 1 1/2 inch	223	293	19	31

FOR NILES

A 49 C

TABLE 1 Chemical Requirements

Element	Ladle Analysis, percent	Check Analysis, percent
Carbon		
For sizes through 1½ in.	0.33 to 0.48	0.28 to 0.50
For size 1½ in.	0.35 to 0.53	0.33 to 0.55
Phosphorus, max	0.040	0.045
Sulfur, max	0.040	0.045

TABLE 2 Hardness Requirements for Bolts

Bolt Size, in.	Hardness Number			
	Brinell		Rockwell C	
	min	max	min	max
½ to 1½ in., incl	302	341	32	36

ESPECIFICACIONES
ASTM

COMPORTAMIENTO DE JUNTAS CON TORNILLOS DE ALTA RESISTENCIA

El comportamiento de una junta con tornillos de alta resistencia se puede visualizar mediante la observación de los resultados de una prueba carga-deformación en un espécimen típico.

Se define una zona de comportamiento lineal (zona I) que termina en el instante en que se produce un deslizamiento de los tornillos con carga prácticamente constante (zona II) y que está controlado por el diámetro del agujero, al hacer contacto con sus bordes, el tornillo toma nuevamente carga y se reinicia un comportamiento nuevamente lineal (zona III); esta zona termina al iniciarse el comportamiento inelástico (zona IV) que termina con la falla de la junta.

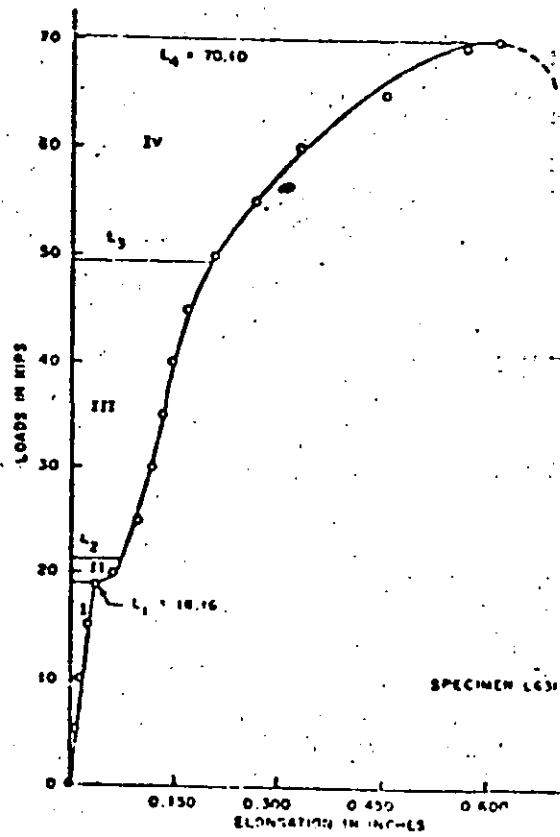


FIG. 6.—TYPICAL LOAD-JOINT ELONGATION RELATIONSHIP FOR SPECIMENS

Shoel
ASCO

Teniendo en cuenta el comportamiento mencionado se distinguen dos tipos de juntas con tornillos de alta resistencia: las juntas de fricción y las juntas de aplastamiento.

Las primeras se caracterizan por que la transmisión de las fuerzas que actúan en la conexión se logra únicamente por la fricción que se desarrolla entre los elementos que la constituyen.

En estas juntas el deslizamiento entre las piezas que se unen no es aceptable; se considera que el deslizamiento equivaldría a la falla, si bien, los coeficientes de seguridad contra el deslizamiento se aceptan pequeños pues las consecuencias de su ocurrencia no son graves.

La magnitud de la fricción depende de la fuerza de tensión en el tornillo y de las características de la superficie de los elementos que se ~~conectan~~ ^{conectan}.

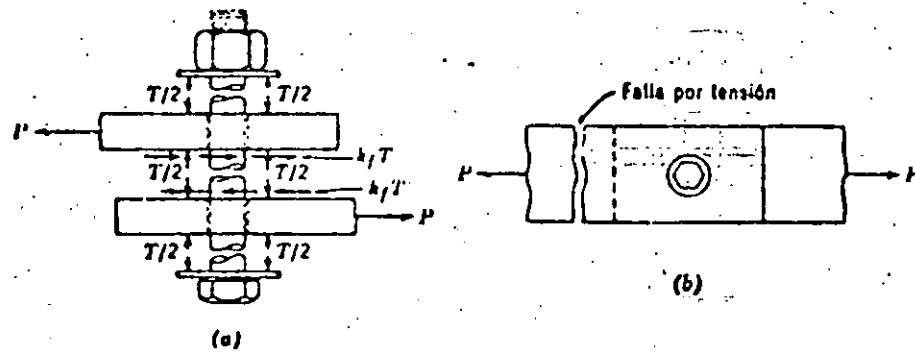


Fig. 5-15 Tornillo de alta resistencia. (a) Transmisión de carga por fricción, y (b) Falla fuera de la sección neta.

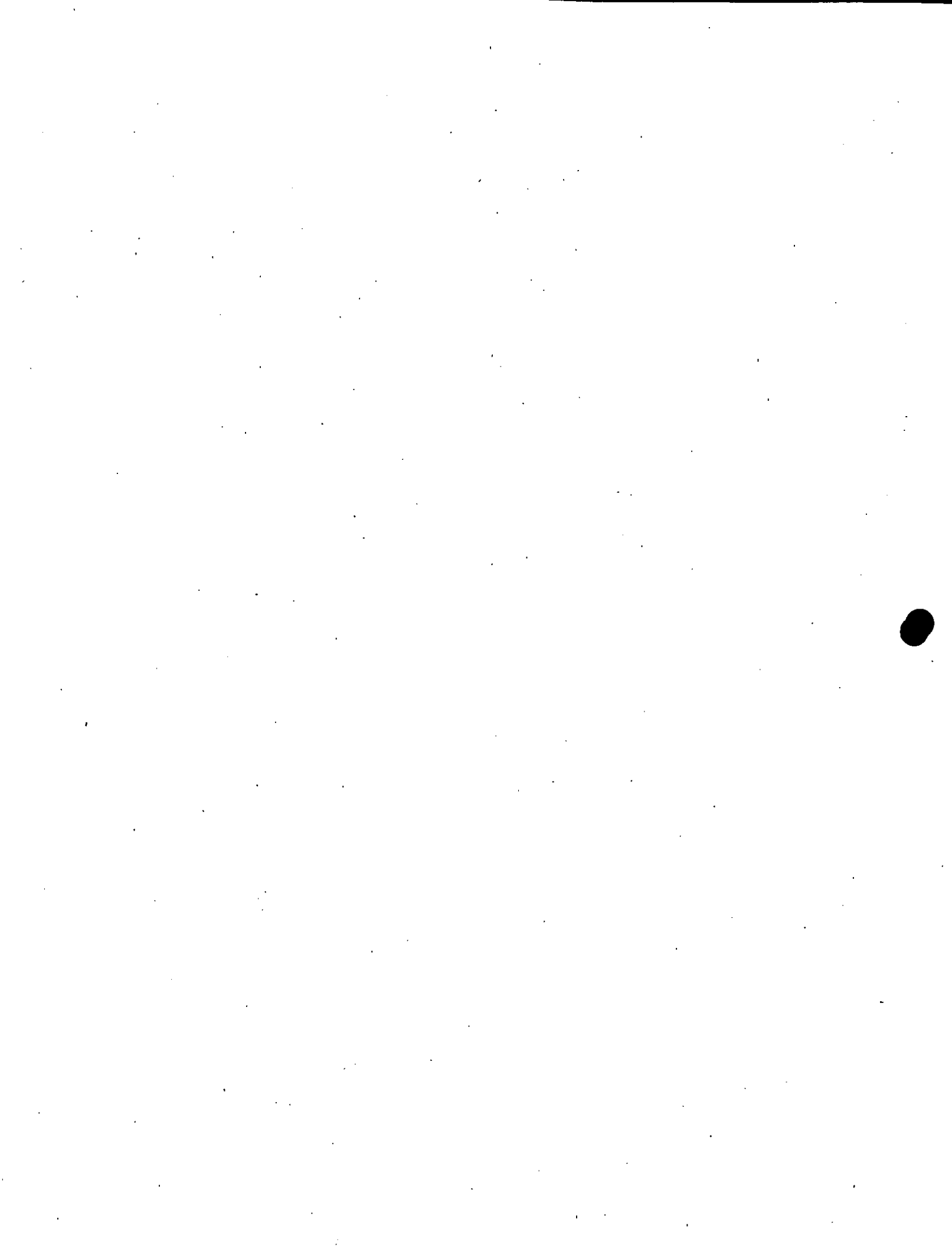
Brester p. 160

Aunque es claro que en juntas de fricción los tornillos no trabajan a esfuerzo cortante, tradicionalmente se ha venido estableciendo un esfuerzo cortante permisible ficticio. para la determinación del número de tornillos que se requiere en una junta, esto ha permitido tratar el diseño de juntas con tornillos de fricción con los mismos criterios con que durante mucho tiempo, se han proporcionado las juntas remachadas.

Las conexiones de fricción se especifican como necesarias en todos aquellos casos en que se esperan inversiones de esfuerzos y en los que en condiciones de trabajo, el deslizamiento se considera indeseable.

Hay ocasiones en que la inversión de esfuerzos no ocurre y en que, al colocar los tornillos, la carga muerta los presiona contra los lados del agujero, entonces el trabajo de la junta puede ser por aplastamiento y por cortante y se presentan entonces las conexiones llamadas de aplastamiento.

Si bien, también en estas juntas, la tensión en el tornillo, que es la misma que en juntas de fricción, produce una fricción que probablemente podría tomar las cargas de trabajo, esta en realidad no se requiere. En estas juntas se puede sacar ventaja de la resistencia de los tornillos,



sobre todo si se logra que la rosca se encuentre fuera de los planos de corte. Con el fin de lograr esto en lo posible, los tornillos de alta resistencia tienen una rosca bastante corta.

En estructuras para puentes los tornillos en juntas de aplastamiento se limitan a piezas que sólo trabajan a compresión. A miembros secundarios, se exige además que en todos los casos la rosca se excluya de los planos de corte.

5.3.1 • Specification for Structural Joints (1.20/78)

Table 2 Allowable Working Stresses for Fasteners, ksi

Local Condition	Bolt Type	A-191A	A-191B
		50% ^a	60% ^b
Axial Tension ^c	Standard, oversized, or slotted	44.0	54.0
Shear; Friction Type Connection	Standard	17.5 ^d	27.0
	Oversize	15.0 ^d	19.0 ^d
	Short slotted	15.0 ^d	19.0 ^d
	Long slotted	17.5 ^d	16.0 ^d
Shear; Bearing Type Connection; Threads in any shear plane; No threads in shear plane	Standard or slotted	21.0 ^d	28.0 ^d
	Standard or slotted	30.0 ^d	40.0 ^d
Bearing	Standard, oversized, or slotted	$L F_u$ or $1.5F_u$ (whichever is smaller)	

- ^a The tabulated stresses, except for bearing stress, apply to the nominal area of bolts used in any grade of steel.
- ^b For allowable working stresses when bolts are subjected to fatigue loading in tension, see sub-section 5(b).
- ^c Applicable for contact surfaces with clean mill scale, Class A surface, subsection 4(c). When the designer has specified special treatment of the contact surfaces in a *technical specification*, values in Table 2 may be substituted.
- ^d In *bearing type* connections whose length between extreme fasteners measured parallel to the line of an axial force exceeds 96 inches, tabulated values shall be reduced by 20%.
- ^e L is the distance in inches measured in the line of force from the center line of a bolt to the nearest edge of an adjacent bolt or to the end of the connected part toward which the force is directed; d is the diameter of the bolt; and F_u is the lowest specified minimum tensile strength of the connected parts.

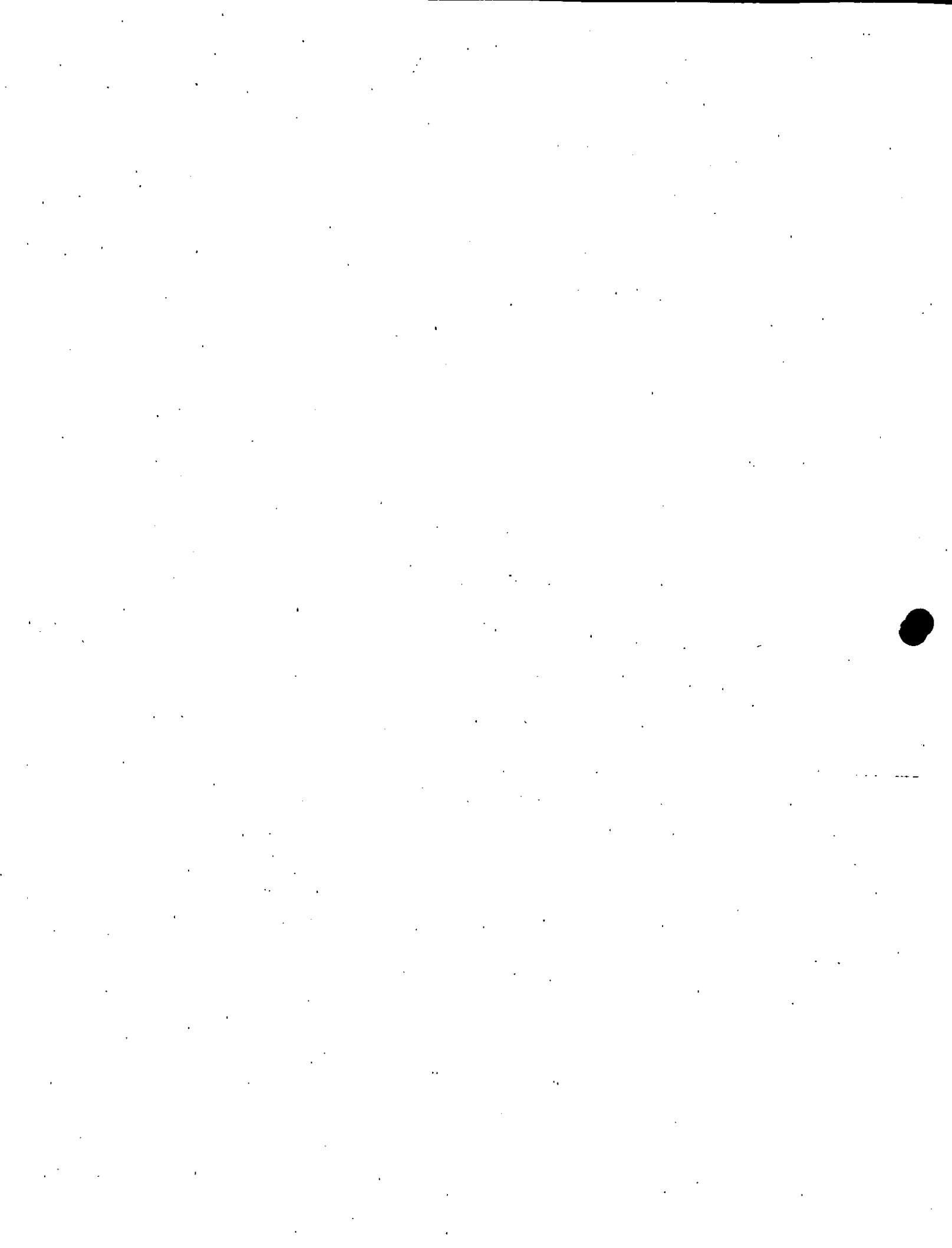
Para mantener la fricción en un nivel que las superficies estén libres de todo elemento que la disminuya, se prohíbe por ello, el uso de aceites, grasas, óxido suelto, etc. Debido a la importancia de este hecho, las máquinas no deben estar en malas condiciones físicas en que se puedan encontrar las superficies de la junta y asociada a cada una de ellas un esfuerzo permisible diferente, reconociendo las diferencias existentes en el coeficiente de fricción.

ASTM A325 or A490 Bolts • 5 213

Table 2a Allowable Working Stresses,* ksi, Based Upon Surface Condition of Bolted Parts, for Friction-Type Steel Connections

Surface Condition of Bolted Part	Nominal Bolt Diameter					
	1/2 in.		3/4 in.		1 in.	
	A325	A490	A325	A490	A325	A490
A Clean mill scale	17.5	21.0	15.0	19.0	13.5	17.0
B Blast cleaned, carbon and low alloy steel	27.5	31.5	23.5	29.5	19.5	24.5
C Blast cleaned, quenched and tempered steel	19.0	23.5	16.0	20.0	13.5	17.0
D Hot dip galvanized and roughened	21.5	25.0	18.5	23.0	15.0	19.0
E Blast cleaned, organic zinc rich paint	21.0	26.0	18.0	22.0	13.5	17.0
F Blast cleaned, inorganic zinc rich paint	29.5	37.0	25.0	31.5	20.5	26.0
G Blast cleaned, metallized with zinc	29.5	37.0	25.0	31.5	20.5	26.0
H Blast cleaned, metallized with aluminum	30.0	37.5	25.5	32.0	21.0	26.5
I Vinyl wash	16.5	20.5	13.0	17.5	11.5	13.5

* Values from this table are applicable only when they do not exceed the lowest appropriate allowable working stress for the loading type involved. In applying to a joint the provisions of this table, due to the placement and spacing of the bolts, care should be given to the following: (a) Table 2a (b) Table 2b (c) Table 2c (d) Table 2d (e) Table 2e (f) Table 2f (g) Table 2g (h) Table 2h (i) Table 2i (j) Table 2j (k) Table 2k (l) Table 2l (m) Table 2m (n) Table 2n (o) Table 2o (p) Table 2p (q) Table 2q (r) Table 2r (s) Table 2s (t) Table 2t (u) Table 2u (v) Table 2v (w) Table 2w (x) Table 2x (y) Table 2y (z) Table 2z (aa) Table 2aa (ab) Table 2ab (ac) Table 2ac (ad) Table 2ad (ae) Table 2ae (af) Table 2af (ag) Table 2ag (ah) Table 2ah (ai) Table 2ai (aj) Table 2aj (ak) Table 2ak (al) Table 2al (am) Table 2am (an) Table 2an (ao) Table 2ao (ap) Table 2ap (aq) Table 2aq (ar) Table 2ar (as) Table 2as (at) Table 2at (au) Table 2au (av) Table 2av (aw) Table 2aw (ax) Table 2ax (ay) Table 2ay (az) Table 2az (ba) Table 2ba (bb) Table 2bb (bc) Table 2bc (bd) Table 2bd (be) Table 2be (bf) Table 2bf (bg) Table 2bg (bh) Table 2bh (bi) Table 2bi (bj) Table 2bj (bk) Table 2bk (bl) Table 2bl (bm) Table 2bm (bn) Table 2bn (bo) Table 2bo (bp) Table 2bp (bq) Table 2bq (br) Table 2br (bs) Table 2bs (bt) Table 2bt (bu) Table 2bu (bv) Table 2bv (bw) Table 2bw (bx) Table 2bx (by) Table 2by (bz) Table 2bz (ca) Table 2ca (cb) Table 2cb (cc) Table 2cc (cd) Table 2cd (ce) Table 2ce (cf) Table 2cf (cg) Table 2cg (ch) Table 2ch (ci) Table 2ci (cj) Table 2cj (ck) Table 2ck (cl) Table 2cl (cm) Table 2cm (cn) Table 2cn (co) Table 2co (cp) Table 2cp (cq) Table 2cq (cr) Table 2cr (cs) Table 2cs (ct) Table 2ct (cu) Table 2cu (cv) Table 2cv (cw) Table 2cw (cx) Table 2cx (cy) Table 2cy (cz) Table 2cz (da) Table 2da (db) Table 2db (dc) Table 2dc (dd) Table 2dd (de) Table 2de (df) Table 2df (dg) Table 2dg (dh) Table 2dh (di) Table 2di (dj) Table 2dj (dk) Table 2dk (dl) Table 2dl (dm) Table 2dm (dn) Table 2dn (do) Table 2do (dp) Table 2dp (dq) Table 2dq (dr) Table 2dr (ds) Table 2ds (dt) Table 2dt (du) Table 2du (dv) Table 2dv (dw) Table 2dw (dx) Table 2dx (dy) Table 2dy (dz) Table 2dz (ea) Table 2ea (eb) Table 2eb (ec) Table 2ec (ed) Table 2ed (ee) Table 2ee (ef) Table 2ef (eg) Table 2eg (eh) Table 2eh (ei) Table 2ei (ej) Table 2ej (ek) Table 2ek (el) Table 2el (em) Table 2em (en) Table 2en (eo) Table 2eo (ep) Table 2ep (eq) Table 2eq (er) Table 2er (es) Table 2es (et) Table 2et (eu) Table 2eu (ev) Table 2ev (ew) Table 2ew (ex) Table 2ex (ey) Table 2ey (ez) Table 2ez (fa) Table 2fa (fb) Table 2fb (fc) Table 2fc (fd) Table 2fd (fe) Table 2fe (ff) Table 2ff (fg) Table 2fg (fh) Table 2fh (fi) Table 2fi (fj) Table 2fj (fk) Table 2fk (fl) Table 2fl (fm) Table 2fm (fn) Table 2fn (fo) Table 2fo (fp) Table 2fp (fq) Table 2fq (fr) Table 2fr (fs) Table 2fs (ft) Table 2ft (fu) Table 2fu (fv) Table 2fv (fw) Table 2fw (fx) Table 2fx (fy) Table 2fy (fz) Table 2fz (ga) Table 2ga (gb) Table 2gb (gc) Table 2gc (gd) Table 2gd (ge) Table 2ge (gf) Table 2gf (gg) Table 2gg (gh) Table 2gh (gi) Table 2gi (gj) Table 2gj (gk) Table 2gk (gl) Table 2gl (gm) Table 2gm (gn) Table 2gn (go) Table 2go (gp) Table 2gp (gq) Table 2gq (gr) Table 2gr (gs) Table 2gs (gt) Table 2gt (gu) Table 2gu (gv) Table 2gv (gw) Table 2gw (gx) Table 2gx (gy) Table 2gy (gz) Table 2gz (ha) Table 2ha (hb) Table 2hb (hc) Table 2hc (hd) Table 2hd (he) Table 2he (hf) Table 2hf (hg) Table 2hg (hh) Table 2hh (hi) Table 2hi (hj) Table 2hj (hk) Table 2hk (hl) Table 2hl (hm) Table 2hm (hn) Table 2hn (ho) Table 2ho (hp) Table 2hp (hq) Table 2hq (hr) Table 2hr (hs) Table 2hs (ht) Table 2ht (hu) Table 2hu (hv) Table 2hv (hw) Table 2hw (hx) Table 2hx (hy) Table 2hy (hz) Table 2hz (ia) Table 2ia (ib) Table 2ib (ic) Table 2ic (id) Table 2id (ie) Table 2ie (if) Table 2if (ig) Table 2ig (ih) Table 2ih (ii) Table 2ii (ij) Table 2ij (ik) Table 2ik (il) Table 2il (im) Table 2im (in) Table 2in (io) Table 2io (ip) Table 2ip (iq) Table 2iq (ir) Table 2ir (is) Table 2is (it) Table 2it (iu) Table 2iu (iv) Table 2iv (iw) Table 2iw (ix) Table 2ix (iy) Table 2iy (iz) Table 2iz (ja) Table 2ja (jb) Table 2jb (jc) Table 2jc (jd) Table 2jd (je) Table 2je (jf) Table 2jf (jg) Table 2jg (jh) Table 2jh (ji) Table 2ji (jj) Table 2jj (jk) Table 2jk (jl) Table 2jl (jm) Table 2jm (jn) Table 2jn (jo) Table 2jo (jp) Table 2jp (jq) Table 2jq (jr) Table 2jr (js) Table 2js (jt) Table 2jt (ju) Table 2ju (jv) Table 2jv (jw) Table 2jw (jx) Table 2jx (jy) Table 2jy (jz) Table 2jz (ka) Table 2ka (kb) Table 2kb (kc) Table 2kc (kd) Table 2kd (ke) Table 2ke (kf) Table 2kf (kg) Table 2kg (kh) Table 2kh (ki) Table 2ki (kj) Table 2kj (kk) Table 2kk (kl) Table 2kl (km) Table 2km (kn) Table 2kn (ko) Table 2ko (kp) Table 2kp (kq) Table 2kq (kr) Table 2kr (ks) Table 2ks (kt) Table 2kt (ku) Table 2ku (kv) Table 2kv (kw) Table 2kw (kx) Table 2kx (ky) Table 2ky (kz) Table 2kz (la) Table 2la (lb) Table 2lb (lc) Table 2lc (ld) Table 2ld (le) Table 2le (lf) Table 2lf (lg) Table 2lg (lh) Table 2lh (li) Table 2li (lj) Table 2lj (lk) Table 2lk (ll) Table 2ll (lm) Table 2lm (ln) Table 2ln (lo) Table 2lo (lp) Table 2lp (lq) Table 2lq (lr) Table 2lr (ls) Table 2ls (lt) Table 2lt (lu) Table 2lu (lv) Table 2lv (lw) Table 2lw (lx) Table 2lx (ly) Table 2ly (lz) Table 2lz (ma) Table 2ma (mb) Table 2mb (mc) Table 2mc (md) Table 2md (me) Table 2me (mf) Table 2mf (mg) Table 2mg (mh) Table 2mh (mi) Table 2mi (mj) Table 2mj (mk) Table 2mk (ml) Table 2ml (mm) Table 2mm (mn) Table 2mn (mo) Table 2mo (mp) Table 2mp (mq) Table 2mq (mr) Table 2mr (ms) Table 2ms (mt) Table 2mt (mu) Table 2mu (mv) Table 2mv (mw) Table 2mw (mx) Table 2mx (my) Table 2my (mz) Table 2mz (na) Table 2na (nb) Table 2nb (nc) Table 2nc (nd) Table 2nd (ne) Table 2ne (nf) Table 2nf (ng) Table 2ng (nh) Table 2nh (ni) Table 2ni (nj) Table 2nj (nk) Table 2nk (nl) Table 2nl (nm) Table 2nm (nn) Table 2nn (no) Table 2no (np) Table 2np (nq) Table 2nq (nr) Table 2nr (ns) Table 2ns (nt) Table 2nt (nu) Table 2nu (nv) Table 2nv (nw) Table 2nw (nx) Table 2nx (ny) Table 2ny (nz) Table 2nz (oa) Table 2oa (ob) Table 2ob (oc) Table 2oc (od) Table 2od (oe) Table 2oe (of) Table 2of (og) Table 2og (oh) Table 2oh (oi) Table 2oi (oj) Table 2oj (ok) Table 2ok (ol) Table 2ol (om) Table 2om (on) Table 2on (oo) Table 2oo (op) Table 2op (oq) Table 2oq (or) Table 2or (os) Table 2os (ot) Table 2ot (ou) Table 2ou (ov) Table 2ov (ow) Table 2ow (ox) Table 2ox (oy) Table 2oy (oz) Table 2oz (pa) Table 2pa (pb) Table 2pb (pc) Table 2pc (pd) Table 2pd (pe) Table 2pe (pf) Table 2pf (pg) Table 2pg (ph) Table 2ph (pi) Table 2pi (pj) Table 2pj (pk) Table 2pk (pl) Table 2pl (pm) Table 2pm (pn) Table 2pn (po) Table 2po (pp) Table 2pp (pq) Table 2pq (pr) Table 2pr (ps) Table 2ps (pt) Table 2pt (pu) Table 2pu (pv) Table 2pv (pw) Table 2pw (px) Table 2px (py) Table 2py (pz) Table 2pz (qa) Table 2qa (qb) Table 2qb (qc) Table 2qc (qd) Table 2qd (qe) Table 2qe (qf) Table 2qf (qg) Table 2qg (qh) Table 2qh (qi) Table 2qi (qj) Table 2qj (qk) Table 2qk (ql) Table 2ql (qm) Table 2qm (qn) Table 2qn (qo) Table 2qo (qp) Table 2qp (qq) Table 2qq (qr) Table 2qr (qs) Table 2qs (qt) Table 2qt (qu) Table 2qu (qv) Table 2qv (qw) Table 2qw (qx) Table 2qx (qy) Table 2qy (qz) Table 2qz (ra) Table 2ra (rb) Table 2rb (rc) Table 2rc (rd) Table 2rd (re) Table 2re (rf) Table 2rf (rg) Table 2rg (rh) Table 2rh (ri) Table 2ri (rj) Table 2rj (rk) Table 2rk (rl) Table 2rl (rm) Table 2rm (rn) Table 2rn (ro) Table 2ro (rp) Table 2rp (rq) Table 2rq (rr) Table 2rr (rs) Table 2rs (rt) Table 2rt (ru) Table 2ru (rv) Table 2rv (rw) Table 2rw (rx) Table 2rx (ry) Table 2ry (rz) Table 2rz (sa) Table 2sa (sb) Table 2sb (sc) Table 2sc (sd) Table 2sd (se) Table 2se (sf) Table 2sf (sg) Table 2sg (sh) Table 2sh (si) Table 2si (sj) Table 2sj (sk) Table 2sk (sl) Table 2sl (sm) Table 2sm (sn) Table 2sn (so) Table 2so (sp) Table 2sp (sq) Table 2sq (sr) Table 2sr (ss) Table 2ss (st) Table 2st (su) Table 2su (sv) Table 2sv (sw) Table 2sw (sx) Table 2sx (sy) Table 2sy (sz) Table 2sz (ta) Table 2ta (tb) Table 2tb (tc) Table 2tc (td) Table 2td (te) Table 2te (tf) Table 2tf (tg) Table 2tg (th) Table 2th (ti) Table 2ti (tj) Table 2tj (tk) Table 2tk (tl) Table 2tl (tm) Table 2tm (tn) Table 2tn (to) Table 2to (tp) Table 2tp (tq) Table 2tq (tr) Table 2tr (ts) Table 2ts (tt) Table 2tt (tu) Table 2tu (tv) Table 2tv (tw) Table 2tw (tx) Table 2tx (ty) Table 2ty (tz) Table 2tz (ua) Table 2ua (ub) Table 2ub (uc) Table 2uc (ud) Table 2ud (ue) Table 2ue (uf) Table 2uf (ug) Table 2ug (uh) Table 2uh (ui) Table 2ui (uj) Table 2uj (uk) Table 2uk (ul) Table 2ul (um) Table 2um (un) Table 2un (uo) Table 2uo (up) Table 2up (uq) Table 2uq (ur) Table 2ur (us) Table 2us (ut) Table 2ut (uu) Table 2uu (uv) Table 2uv (uw) Table 2uw (ux) Table 2ux (uy) Table 2uy (uz) Table 2uz (va) Table 2va (vb) Table 2vb (vc) Table 2vc (vd) Table 2vd (ve) Table 2ve (vf) Table 2vf (vg) Table 2vg (vh) Table 2vh (vi) Table 2vi (vj) Table 2vj (vk) Table 2vk (vl) Table 2vl (vm) Table 2vm (vn) Table 2vn (vo) Table 2vo (vp) Table 2vp (vq) Table 2vq (vr) Table 2vr (vs) Table 2vs (vt) Table 2vt (vu) Table 2vu (vv) Table 2vv (vw) Table 2vw (vx) Table 2vx (vy) Table 2vy (vz) Table 2vz (wa) Table 2wa (wb) Table 2wb (wc) Table 2wc (wd) Table 2wd (we) Table 2we (wf) Table 2wf (wg) Table 2wg (wh) Table 2wh (wi) Table 2wi (wj) Table 2wj (wk) Table 2wk (wl) Table 2wl (wm) Table 2wm (wn) Table 2wn (wo) Table 2wo (wp) Table 2wp (wq) Table 2wq (wr) Table 2wr (ws) Table 2ws (wt) Table 2wt (wu) Table 2wu (wv) Table 2wv (ww) Table 2ww (wx) Table 2wx (wy) Table 2wy (wz) Table 2wz (xa) Table 2xa (xb) Table 2xb (xc) Table 2xc (xd) Table 2xd (xe) Table 2xe (xf) Table 2xf (xg) Table 2xg (xh) Table 2xh (xi) Table 2xi (xj) Table 2xj (xk) Table 2xk (xl) Table 2xl (xm) Table 2xm (xn) Table 2xn (xo) Table 2xo (xp) Table 2xp (xq) Table 2xq (xr) Table 2xr (xs) Table 2xs (xt) Table 2xt (xu) Table 2xu (xv) Table 2xv (xw) Table 2xw (xx) Table 2xx (xy) Table 2xy (xz) Table 2xz (ya) Table 2ya (yb) Table 2yb (yc) Table 2yc (yd) Table 2yd (ye) Table 2ye (yf) Table 2yf (yg) Table 2yg (yh) Table 2yh (yi) Table 2yi (yj) Table 2yj (yk) Table 2yk (yl) Table 2yl (ym) Table 2ym (yn) Table 2yn (yo) Table 2yo (yp) Table 2yp (yq) Table 2yq (yr) Table 2yr (ys) Table 2ys (yt) Table 2yt (yu) Table 2yu (yv) Table 2yv (yw) Table 2yw (yx) Table 2yx (yy) Table 2yy (yz) Table 2yz (za) Table 2za (zb) Table 2zb (zc) Table 2zc (zd) Table 2zd (ze) Table 2ze (zf) Table 2zf (zg) Table 2zg (zh) Table 2zh (zi) Table 2zi (zj) Table 2zj (zk) Table 2zk (zl) Table 2zl (zm) Table 2zm (zn) Table 2zn (zo) Table 2zo (zp) Table 2zp (zq) Table 2zq (zr) Table 2zr (zs) Table 2zs (zt) Table 2zt (zu) Table 2zu (zv) Table 2zv (zw) Table 2zw (zx) Table 2zx (zy) Table 2zy (zz) Table 2zz



INSTALACION

Sea en juntas de fricción o en juntas de aplastamiento, los tornillos de alta resistencia deben colocarse de modo que queden sometidos a una fuerza mínima de tensión especificada.

Esta fuerza es de aproximadamente el 70% de la resistencia a tensión del tornillo, se denomina carga de prueba y es normalmente algo menor al límite de proporcionalidad del tornillo.

La tensión especificada se puede dar haciendo uso de un indicador directo de tensión o usando cualquiera de otros dos métodos que también se especifican en las normas y que se basan en el hecho de que la tensión en el tornillo se puede relacionar con dos cantidades observables, el alargamiento del tornillo y el giro de la tuerca.

El primero de estos métodos consigue la tensión usando llaves calibradas, el segundo dando un giro especificado a la tuerca.

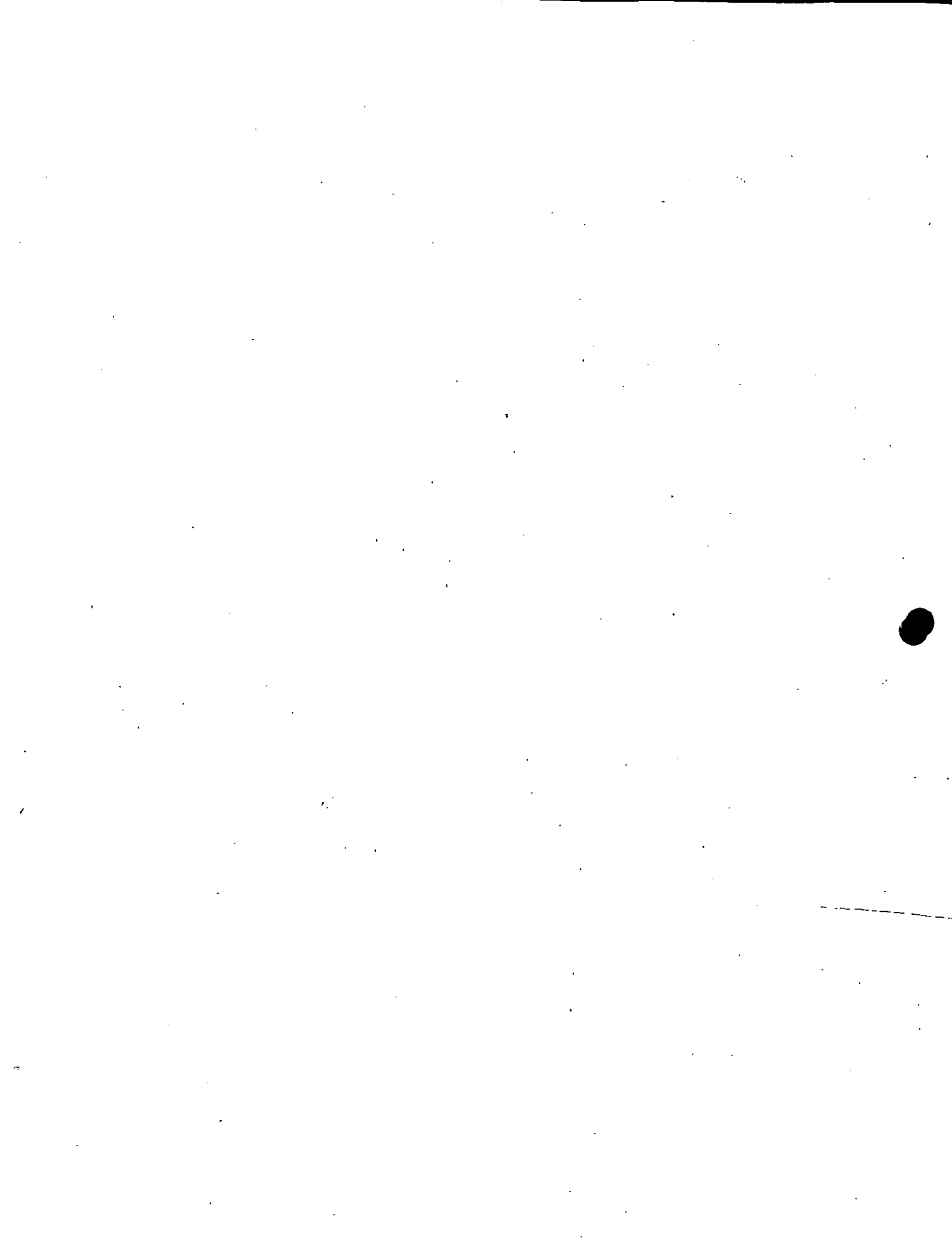


TABLE 1.21.5
MINIMUM BOLT TENSION, KIIPS*

Bolt Size, Inches	A325 Bolts	A490 Bolts
1/2	12	15
3/8	19	24
5/8	28	35
7/8	39	49
1	51	64
1 1/8	56	70
1 1/4	71	89
1 3/8	85	107
1 1/2	101	128

* Equal to 0.70 of specified minimum tensile strengths of bolts, rounded off to nearest kip.

ESPECIFICACIONES
AISC

METODO DE LLAVES CALIBRADAS

Implica el ajuste frecuente de la llave con un dispositivo capaz de medir la tensión en tornillos típicos de la conexión, ya que el ajuste pierde precisión con facilidad por que las condiciones de distintas juntas son muy diferentes entre si; se especifica que la calibración se realice una vez por cada día de trabajo y por cada diámetro o lote de tornillo que se utilice, aún en el caso de que se aprieten juntas similares.

Se exige también, cuando se usa este método, que se coloque una rondana bajo la parte del tronillo que se accione con la llave, con objeto de minimizar las irregularidades en la tensión producida que, inevitablemente, existen al utilizar este procedimiento.

RIVETS AND THREADED FASTENERS

Erection clearances

BOLT IMPACT WRENCHES

Diagram showing dimensions A, B, and C for a bolt impact wrench.

EXTENSION BAR
2 1/4
* Available in lengths 6 1/2" to 1'-3"

UNIVERSAL JOINT
(for bolts up to 1")
2
3
2 1/4

MINIMUM CLEARANCES

Bolt Size	Sockets		Min. Clear.	
	A	B	E	F
5/8	2 1/8	1 1/4	1 1/4	1 1/2
3/4	3	2 1/2	1 1/4	1 3/4
7/8	3 1/4	2 7/8	1 1/4	1 7/8
1	3 1/2	2 7/8	1 1/2	1 7/8
1 1/8	3 3/4	2 7/8	1 3/4	1 7/8
1 1/4	4	3 1/8	1 3/4	1 7/8
1 1/2	4 1/4	3 3/4	1 3/4	1 7/8
1 3/4	4 1/2	4 1/4	2 1/8	2 1/4

20° for 3/4"
15° for 7/8" & 1"

	Size	C	D
Light Wrenches	3/8 to 1	1-1 1/4 to 1-2	2 1/8
Heavy Wrenches	1 to 1 1/2	1-2 1/4 to 1-5 1/4	2 1/2

RIVET GUNS

Diagram showing dimensions C and D for a rivet gun.

STANDARD OPEN HANDLE
L

INVERTED HANDLE
L

	Rivet Size	D	Standard		Inverted	
			L	C	L	C
Light Hammer	5/16, 3/8, 7/8	2 1/2	1-5 1/2 to 1-9 1/2	1-9 to 2-2	1-2 to 1-3 3/4	1-5 to 1-7
Medium Hammer	3/4 to 1 1/8	2 1/2	1-10 1/4 to 1-11 1/2	2-2 to 2-4	1-5 1/2 to 1-6 1/4	1-9 to 1-10 1/2
Heavy Hammer	1 1/2	2 1/2	2-2 1/2	2-7

of stress of bolts...
 - Torque...
 - Efficiency...
 - Applied stress...

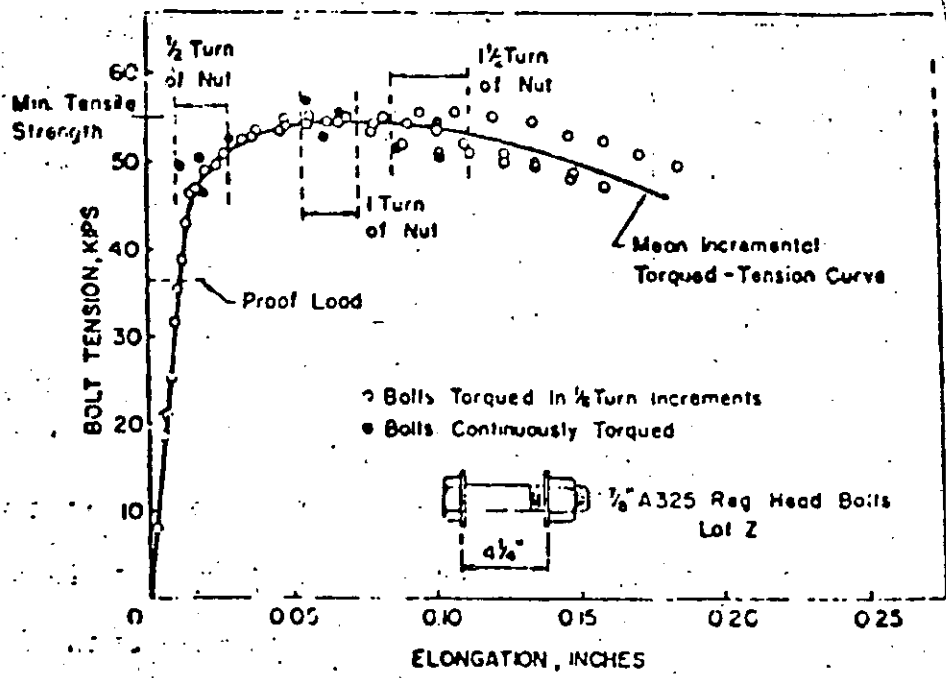


FIG. 2. COMPARISON OF CONTINUOUSLY AND INCREMENTALLY TORQUED BOLTS

Summary
Nov.

METODO DEL GIRO DE LA TUERCA

Este procedimiento requiere un control de la colocación de los tornillos más simples que el anterior y es por ello, más utilizado.

Consiste en términos generales, en apretar, en una primera etapa, todos los tornillos con una llave normal de tuercas hasta el esfuerzo máximo de un hombre y enseguida, dar a la tuerca 1/2 vuelta adicional; excepcionalmente, el giro debe ser mayor (ver tabla 4).

Ha sido posible determinar experimentalmente la relación que existe entre la rotación de la tuerca y el alargamiento y la tensión en el tornillo, con ese fin se han realizado una cantidad importante de pruebas, en ellas se ha observado que la resistencia a tensión en un tornillo es menor cuando esta tensión se da girando la tuerca que cuando se da en forma directa, esta es la razón de que la carga de prueba se fije sólo en un 70% de la resistencia a tensión directa.

Se observa que una vez dado el primer tercio de vuelta hay una reserva importante de deformación posible adicional - hasta la falla, esto hace que el método no sea muy sensible a errores relativos al apriete que debe tener el tornillo - en la primera etapa, al iniciarse la media vuelta pedida. Debido a ésto, cuando se utiliza este método, no se requiere la colocación de ninguna rondana, excepto cuando se usan tornillos A490 en ^{aceros} ~~aceros~~ con esfuerzo de fluencia inferior a 2800 Kg/cm², caso en que se necesita una rondana, - cualquiera que sea el método de apriete.

Con objeto de garantizar el buen comportamiento de conexiones apretadas con este método se ha estudiado el efecto de una serie de variables que intervienen en su ejecución. Se ha estudiado, por ejemplo, el efecto de girar la tuerca en pequeños incrementos en vez de en forma continua, el efecto de la longitud del agarre y la posición relativa de tuerca y rosca. Se ha investigado, así mismo, la posibilidad del reuso de tornillos colocados con este método.

§-196 " Specification for Structural Joints

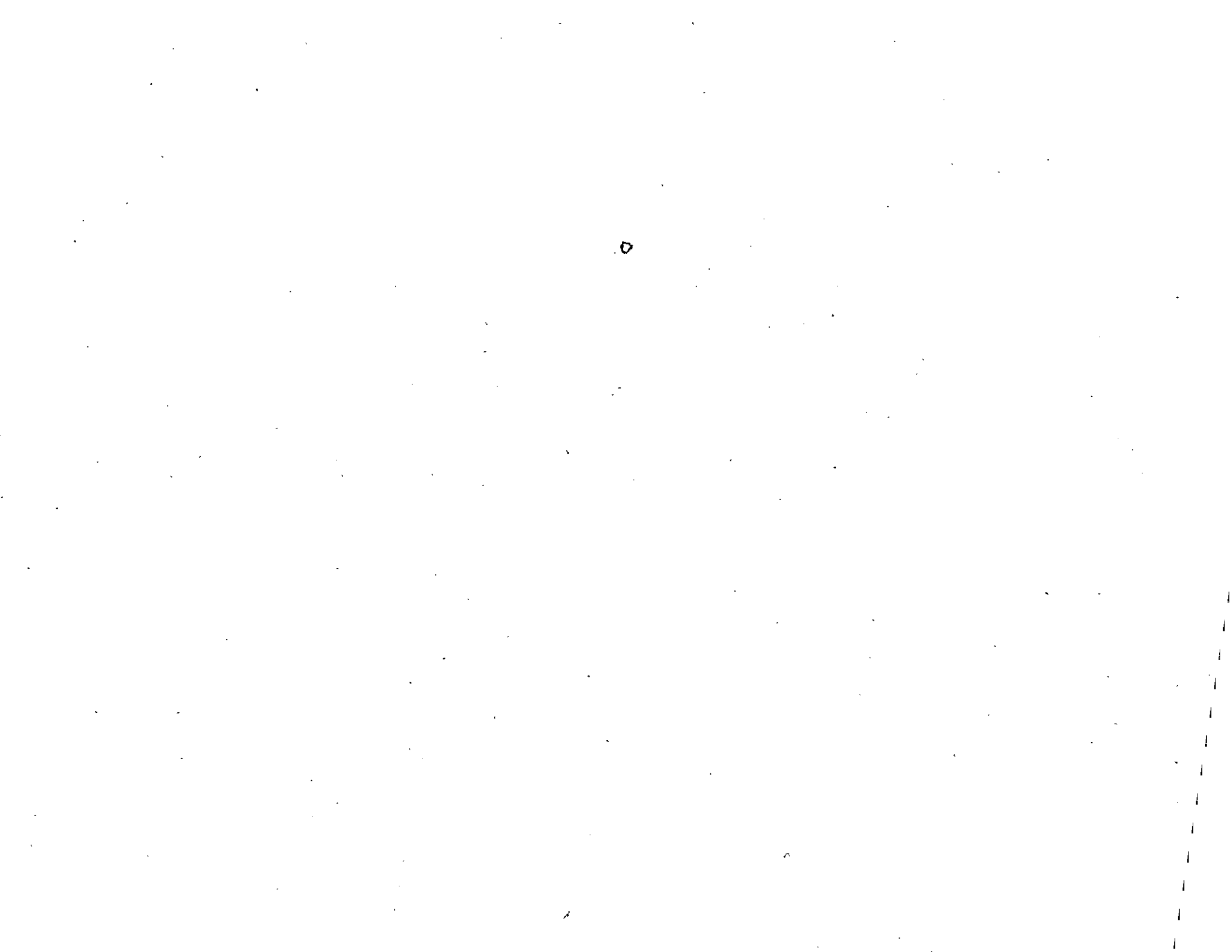
Table 4 Nut Rotation* from Snug Tight Condition.

Disposition of Outer Faces of Bolted Parts		
Both faces normal to bolt axis, or one face normal to axis and other face sloped not more than 1:20 (bevel washer not used)		Both faces sloped not more than 1:20 from normal to bolt axis (bevel washers not used)
Bolt length ^a not exceeding 8 diameters or 8 inches	Bolt length ^a exceeding 8 diameters or 8 inches	For all length of bolts
½ turn	½ turn	¼ turn

* Nut rotation is rotation relative to bolt regardless of the element (nut or bolt) being turned. Tolerance on rotation: 30° over or under.
For coarse thread heavy hex structural bolts of all sizes and length and heavy hex semi-finished nuts.

^a Bolt length is measured from underside of head to extreme end of point.

Una recomendación práctica para lograr un buen apriete general de la junta consiste en iniciarlo en los tornillos localizados en la parte más rígida de la unión y avanzar hacia los extremos libres. Durante el apriete la parte que no se gira, cabeza o tuerca se sostendrá con una llave.



OTROS TOPICOS RELATIVOS A TORNILLOS DE ALTA RESISTENCIA

AGUJEROS.- Durante bastante tiempo sólo se aceptaron agujeros exactamente $1/16''$ mayores que el diámetro del tornillo, sin embargo, la necesidad de facilitar las condiciones de montaje de las estructuras atornilladas indujo a que se realizaran una extensa serie de pruebas para demostrar la posibilidad de utilizar agujeros con diámetros algo mayores sin detrimento de la resistencia.

El resultado de esas investigaciones ha conducido a que se acepten agujeros mayores aunque en este caso se requiere colocar una rondana en el lado exterior de la junta.

En juntas de aplastamiento sólo se permiten agujeros ovalados, el lado alargado normal a la dirección de los esfuerzos.

Table 7 Oversize and Slotted Holes

Nominal Bolt Size, Inches	Maximum Hole Size (Nominal), Inches		
	Oversize Holes	Short Slotted Holes	Long Slotted Holes
$\frac{3}{8}$	$\frac{1}{2}$	$\frac{1}{16} \times \frac{3}{8}$	$\frac{1}{16} \times \frac{1}{2}$
$\frac{1}{2}$	$\frac{5}{8}$	$\frac{1}{16} \times 1$	$\frac{1}{16} \times \frac{1}{2}$
$\frac{3}{4}$	$1\frac{1}{8}$	$\frac{1}{16} \times 1\frac{1}{2}$	$\frac{1}{16} \times 2\frac{1}{8}$
1	$1\frac{1}{4}$	$\frac{1}{16} \times 1\frac{1}{2}$	$\frac{1}{16} \times 2\frac{1}{2}$
$1\frac{1}{8}$	$1\frac{3}{8}$	$\frac{1}{16} \times 1\frac{1}{2}$	$\frac{1}{16} \times 2\frac{1}{8}$
$1\frac{1}{4}$	$1\frac{5}{8}$	$\frac{1}{16} \times 1\frac{1}{2}$	$\frac{1}{16} \times 3\frac{1}{8}$
$1\frac{3}{8}$	$1\frac{7}{8}$	$\frac{1}{16} \times 1\frac{1}{2}$	$\frac{1}{16} \times 3\frac{1}{8}$
$1\frac{1}{2}$	$2\frac{1}{8}$	$\frac{1}{16} \times 1\frac{1}{2}$	$\frac{1}{16} \times 3\frac{1}{8}$

DETERMINACION DE LA LONGITUD DE LOS TORNILLOS

Debe añadirse al agarre (espesor de todo el material conectado) ciertas distancias especificadas con objeto de garantizar la colocación correcta de los tornillos teniendo en cuenta las tolerancias de fabricación.

Estas distancias estan dadas en la tabla 6.

Adicionalmente, por cada rondana plana se debe considerar una longitud adicional de $5/32$ " y por cada una - tipo cuña $5/16$ ". La longitud así obtenida se cierra al cuarto de pulgada superior más próximo.

Por lo que se refiere a la ejecución de los agujeros - las normas recomiendan que cuando el espesor del material no es mayor que el diámetro del tornillo más $1/8$ " se pueden punzonar, en caso contrario deben ser taladrados o subpunzonados y rimados.

Table 6

Nominal Bolt Size, Inches	To Determine Required Bolt Length Add to Grip, in Inches
$1/2$	$1/16$
$3/8$	$3/16$
$1/2$	$1/8$
1	$1/4$
$1 1/4$	$1/2$
$1 1/2$	$3/4$
$1 3/4$	1
2	$1 1/4$

GALVANIZADO

Otro avance importante respecto a criterios anteriores lo marca el hecho de que se permita ahora galvanizar los tornillos A325; tras una amplia serie de pruebas que han de-

mostrado un comportamiento adecuado aún teniendo en cuenta posibles efectos de fatiga.

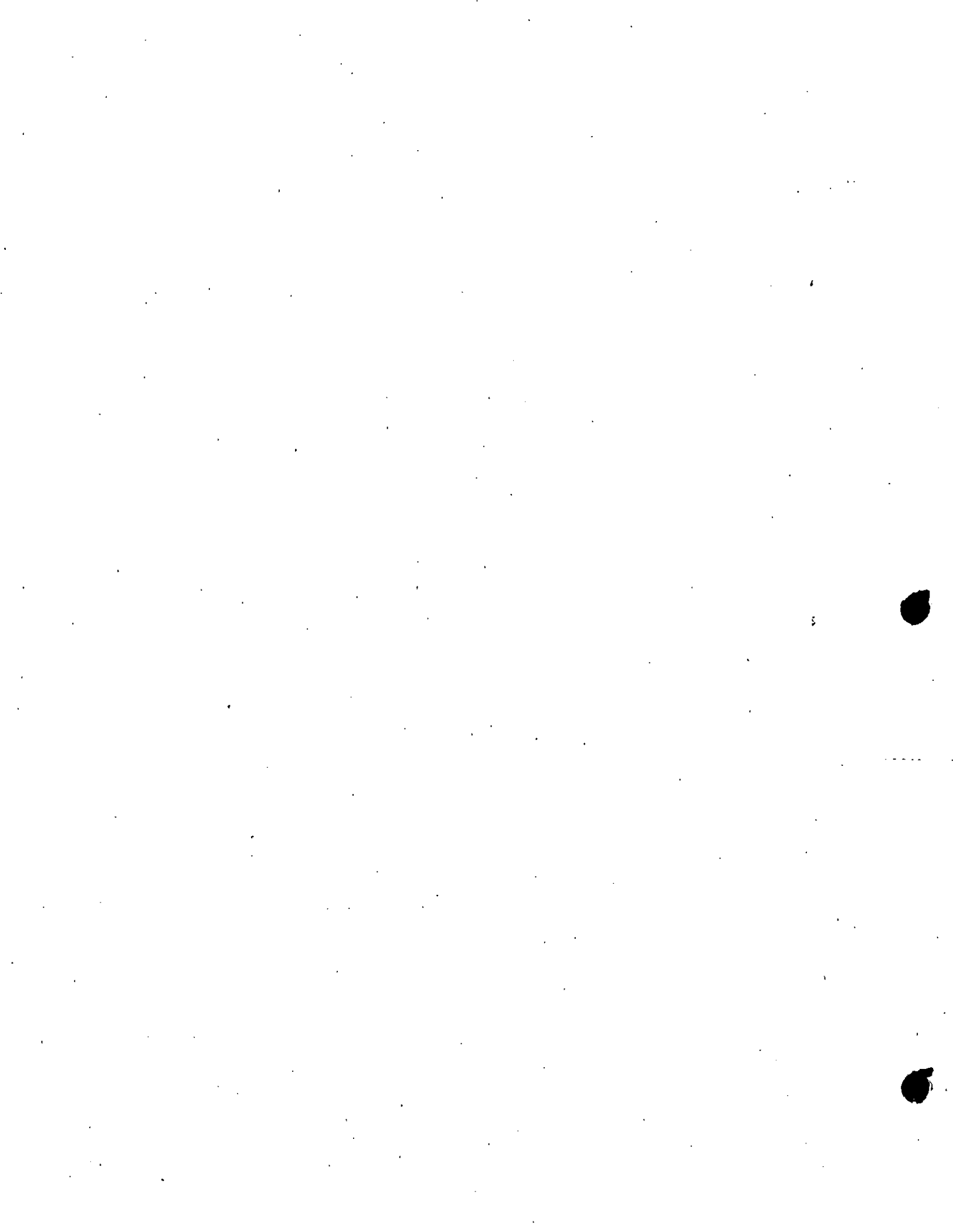
No ha ocurrido lo mismo con los tornillos A490 cuyo galvanizado no se permite.

En juntas de fricción, se permite también el galvanizado de la estructura siempre que se trate la zona de la conexión con cepillo de alambre o chorro de arena para garantizar la fricción adecuada. Debe cuidarse por supuesto, no dañar el galvanizado.



REFERENCIAS

1. Specification for the Design, Fabrication and Erection of Structural Steel for Buildings, AISC, 1978
2. Specifications for structural joints using ASTM A325 or A490 bolts, AISC, 1978.
3. Standard Specifications for high-strength bolts, ASTM, 1971
4. Structural Steel Design, Tall, 1974
5. Diseño de Estructuras de Acero, Bresler, 1978
6. Steel Design for Structural Engineers, Bogdan O. Kujnanovic, Nicholas Willems, 1977.
7. Calibration of A325 Bolts, John L. Rumpf: John W. Fisher ASCE, 1963.
8. Bolted Connections with varied hole diameters; Shoukry, ASCE, 1970





**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

CURSO: "RESIDENTES DE CONSTRUCCION"

EN COLABORACION CON LA DIRECCION DE CAMINOS RURALES, S.C.T.

NORMAS E INTERPRETACION DE RESULTADOS

ING. ALVARO JORGE ORTIZ FERNANDEZ

DEL 10 AL 15 DE SEPTIEMBRE, 1984
ZACATECAS, ZAC.

NORMAS E INTERPRETACION DE RESULTADOS

ING. ALVARO JORGE ORTIZ FERNANDEZ

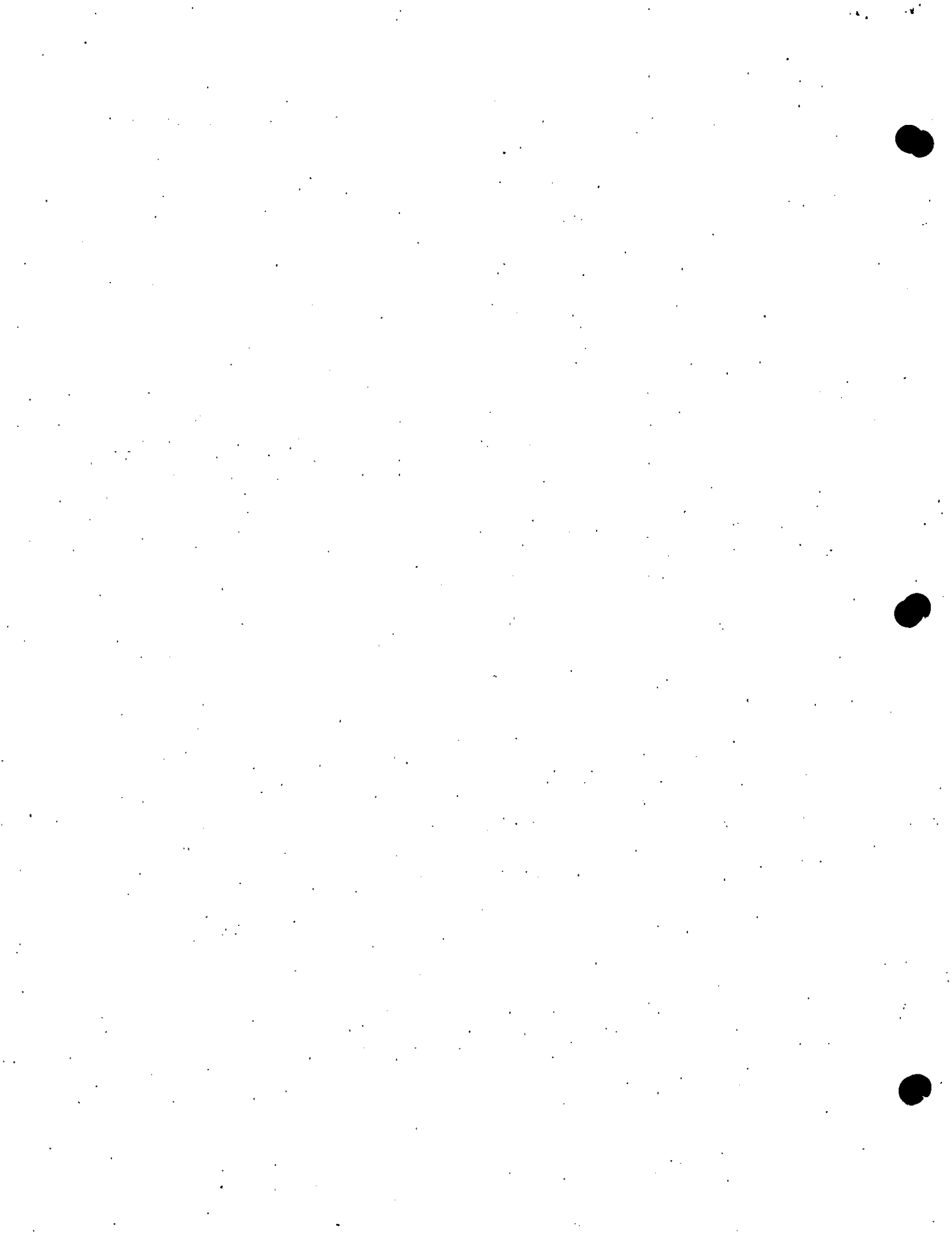
MEXICO

SINOPSIS

Se presentan recomendaciones para la utilización de métodos estadísticos como herramientas para evaluar los resultados de ensayos a compresión y así obtener una uniformidad en el concreto que se está fabricando; además de conocer el origen de las posibles variaciones en su resistencia.

INTRODUCCION

La función principal de los ensayos de compresión del concreto es asegurar la producción de un concreto uniforme y de la resistencia y calidad deseadas. En la actualidad, aprovechando el conocimiento de las técnicas estadísticas es posible controlar la uniformidad de las mezclas de concreto que se fabrican y así obtener un producto de mejor calidad. Aunque los conceptos estadísticos para evaluar la resistencia del concreto aparecieron en 1957, todavía existe confusión al adoptar y aplicar estas valiosas técnicas. Probablemente, el factor aislado más importante de los que obstaculizan el uso de los procedimientos estadísticos consiste en la tendencia natural a suponer que estos métodos son propios de científicos y matemáticos, esto es una lástima, ya que hay aplicaciones sencillas y prácticas de la curva de distribución normal para evaluar la calidad del concreto.



Es importante que las organizaciones que utilizan este material de construcción se acostumbren a la idea de utilizar la estadística para mejorar y hacer más económicas sus obras.

Es común en muchas organizaciones y, aún en laboratorios, coleccionar en forma rutinaria cantidades enormes de datos experimentales con la vaga intención de analizarlos ((algún día)) cuando ((no haya tanto trabajo)), por supuesto que ese día nunca llega y los datos que se almacenan en los expedientes se vuelven más complejos y fuera de época. Si esta información experimental no es digna de ser analizada en una fecha inmediata a la que fue colectada, entonces tampoco es digna del trabajo de recolección, por lo tanto es importante utilizar menos tiempo en la colección de datos y más tiempo en su análisis.

Con la utilización de métodos estadísticos es factible condensar la información obtenida y presentada en forma concisa y de fácil interpretación.

VARIABLES QUE INFLUYEN EN LA RESISTENCIA DEL CONCRETO.

Como el concreto es una masa endurecida de materiales heterogéneos está sujeto a la influencia de numerosas variables. Las características de cada uno de los ingredientes del concreto pueden producir variaciones que dependen en su uniformidad. Las variaciones también pueden deberse a las prácticas utilizadas en el proporcionamiento, mezclado, transporte, colocación y curado, además de las variaciones que existen en el concreto mismo, también se introducen variaciones de resistencia durante la fabricación, transporte, cabeceado, ensaye y cuidado de los especímenes de ensaye. Las variaciones en la resistencia del concreto deben aceptarse; pero puede producirse un concreto de calidad adecuada si se mantiene un control correcto, si se interpretan adecuadamente los resultados de ensaye y si se consideran las limitaciones.

La magnitud de las variaciones en la resistencia de especímenes de concreto depende del control que se lleva sobre los materiales, la fabricación del concreto y los ensayos. Las diferencias en resistencia pueden deberse a dos

causas fundamentales diferentes:

I.- Variaciones Intrínsecas del Concreto (diferencias en las propiedades de la mezcla del concreto, cuando estas influyen en el valor de la resistencia).

1.- Variaciones en la relación agua-cemento debidas a:

- a).- Control deficiente de la dosificación del agua.
- b).- Variaciones excesivas en la humedad de los agregados.

2.- Variaciones en el consumo de agua debidas a:

- a).- Variaciones en la granulometría de los agregados.
- b).- Falta de uniformidad en los materiales.

3.- Variaciones en las características y proporciones de los componentes:

- a).- Agregados.
- b).- Cemento.
- c).- Puzolana.
- d).- Aditivos.

4.- Variaciones por efecto de transporte, colocación y compactación.

5.- Variaciones en la temperatura y el curado.

II.- Variaciones en los procedimientos de ensaye.

1.- Procedimientos de muestreo inconsistentes.

2.- Técnicas de fabricación no uniformes:

- a).- Compactación variable.
- b).- Hanejo excesivo de las muestras.
- c).- Cuidado deficiente de los especímenes frescos.

3.- Deficiencias en el curado:

- a).- Variación de la temperatura.

b).- Variación de la humedad.

4.- Procedimientos de ensaye inadecuados:

a).- Cabeceo incorrecto de los especímenes.

b).- Deficiencia en la velocidad de aplicación de la carga.

Se ha establecido que la resistencia del concreto depende de la relación -- agua-cemento. El primer criterio para producir concreto de resistencia es, -- por consiguiente, conservar una relación uniforme agua-cemento. Ya que la -- cantidad de cemento que puede medirse con precisión, el problema de mante -- ner una relación uniforme agua-cemento es principalmente un problema de con -- trolar el contenido de agua, este problema se complica porque los agregados tienen una humedad libre variable.

El concreto no puede ser más uniforme que los agregados, cemento y aditivos empleados, cada uno de estos ingredientes contribuye a las variaciones en -- la resistencia del concreto, los métodos de construcción pueden causar tam -- bién variaciones en la resistencia, un mezclado inadecuado, una compacta -- ción pobre, retrasos e interrupciones en la colocación, un curado impropio, etc., originan variaciones considerables de la resistencia.

El empleo de aditivos presenta problemas adicionales para mantener la uni -- formidad en la resistencia, ya que cada aditivo agrega una nueva variable -- del concreto, se deberá controlar el empleo de acelerantes, retardantes, pu -- zolanas y agentes inclusores de aire y deberá considerarse su influencia en la resistencia del concreto.

Los ensayos de concreto pueden o no incluir todas las variaciones de la re -- sistencia del concreto colocado dependiendo de las variables que se intro -- duzcan después de elaborados los especímenes de ensaye, por otro lado, las -- discrepancias en el muestreo, la fabricación, el curado y el ensaye de espe -- címenes pueden indicar variaciones en la resistencia que en realidad no --- existen en el concreto colocado en la obra. Cuando las variaciones debidas -- a estas discrepancias son excesivas, es necesario aplicar al proyecto un -- factor de seguridad excesivamente grande. Los métodos de ensaye correctos --

reducen estas variaciones y por consiguiente deben establecerse procedimientos estándar de ensaye, tales como los descritos en las normas A. S. T. M. y N. O. M. y éstos procedimientos deben seguirse estrictamente.

Es evidente la importancia que tiene el emplear equipo de laboratorio adecuado, pues de este dependerá la precisión de los ensayes. Los resultados uniformes de ensayes no son necesariamente resultados de ensayes precisos. El equipo y los procedimientos de laboratorio deberán ser calibrados y verificados con periodicidad.

Los especímenes de ensaye indican la resistencia potencial de una estructura más que su resistencia real.

EVALUACION DE LOS RESULTADOS.

Normalmente los resultados de los ensayes de resistencia a compresión de especímenes de concreto en proyectos controlados caen dentro de la curva de distribución normal de frecuencias o de Gauss.

Quando hay un buen control, los valores de la resistencia serán más cercanos al valor promedio y la curva será alta y cerrada, si aumenta las variaciones en la resistencia, los valores se dispersan y la curva se vuelve baja y abierta. Las abscisas representan las resistencias obtenidas en los ensayes y las ordenadas la frecuencia con que presentan dichas resistencias.

Para obtener la máxima información, deberán hacerse ensayes de compresión de un número suficiente para representar al concreto producido.

Existen varias funciones en la curva normal de frecuencias que son útiles para comprender la información recibida.

Media o Promedio: $\bar{x} = \frac{x_1 + x_2 + x_3 + \dots + x_n}{n}$

x_1, x_2, \dots, x_n Promedio de los resultados de los especímenes que componen una muestra.

n = Número total de muestras, entendiéndose por una muestra el número total de especímenes que se obtienen de una misma revoltura y se ensayan a la misma edad.

Desviación Estándar: $\sqrt{\quad}$.- La medida más usual de dispersión con respecto al valor central es la raíz cuadrada del promedio de la suma de los cuadrados de las desviaciones de las resistencias respecto a la resistencia promedio, la desviación estándar es el radio de giro respecto al centro del área comprendida bajo la curva teórica de probabilidad.

$$\sqrt{\frac{(x_1 - \bar{x})^2 + (x_2 - \bar{x})^2 + (x_3 - \bar{x})^2 + \dots + (x_n - \bar{x})^2}{n}}$$

En algunos textos de estadística n aparece como (n-1) pero esto no es significativo, ya que el número mínimo de muestras que deben analizarse debe ser de 30.

Coefficiente de Variación: V.- Es la desviación estándar expresada como porcentaje de la resistencia promedio.

$$V = \frac{\sqrt{\quad}}{\bar{x}} \cdot 100$$

Esta función permite expresar el grado de dispersión como porcentaje y no como valor absoluto.

La siguiente tabla (1) tomada del ACI 214-77 sirve como guía para evaluar el grado de control en la uniformidad de la fabricación del concreto, en función de la desviación estándar.

TABLA NO. 1.- EVALUACION DEL GRADO DE CONTROL DE LA UNIFORMIDAD DE LA FABRICACION DEL CONCRETO (Kg/cm²)

EXCELENTE	MUY BUENO	B U E N O	ACEPTABLE	POBRE
Por debajo de 25	de 25 a 35	de 35 a 40	de 40 a 50	Sobre 50

N o t a: Esta evaluación representa el promedio de resultados de especímenes ensayados a la edad especificada.

A continuación se presenta una tabla (2) donde se muestra a partir de la forma de dosificar el concreto y del control que se tenga, el coeficiente de variación que normalmente puede obtenerse.

TABLA NO. 2*.- COEFICIENTE DE VARIACION PROBABLE.

DOSIFICACION	C O N T R O L	V (%)
Por Peso	Sólo en laboratorio	5
Por Peso	Continuo	10
Por Peso	Intermitente	15
Por Volúmen	Intermitente	20
Por Volúmen	Ninguno	25

Por ejemplo, al dosificar por peso, controlar la granulometría, corregir por humedad y supervisar continuamente, V variará entre 7 y 8 por ciento, pero si se dosifica por volúmen y sin ninguna supervisión V será mayor de 25 por ciento.

* Tomada de Aspecto Fundamentales del Concreto Reforzado: Roger Díaz de Cossío, Juan Casillas y Francisco Robles.

Intervalo. R. - Se determina restando la resistencia más baja de la resistencia más alta del grupo de especímenes que integran una muestra. El intervalo es útil para calcular la desviación estandar y posteriormente el coeficiente de variación en los ensayos del laboratorio.

Como se mencionó anteriormente, las variaciones en los resultados de ensayos de resistencia pueden deberse a dos causas diferentes: (I) propiedades de la mezcla de concreto, y (II) discrepancias en los métodos de ensayo. Es posible por un análisis de variancia calcular las variaciones debidas a cada una de las causas.

Las variaciones en la resistencia del concreto, dentro de una revoltura, se encuentran determinando, las variaciones de especímenes fabricados de esa misma revoltura, es conveniente suponer que una muestra de concreto es uniforme y, que por lo tanto, cualquier variación entre especímenes compañeros fabricados de dicha muestra se debe a discrepancias en la fabricación, en el curado o en el ensayo. Las muestras tomadas de diferentes partes de una revoltura pueden incluir variaciones debidas a la ineficiencia de las mezcladoras.

Los especímenes compañeros fabricados de muestras tomadas de diversas partes de la revoltura pueden usarse para diferenciar entre la eficiencia de la mezcladora y la eficiencia del ensayo. Una sola revoltura de concreto no proporciona información suficiente para el análisis estadístico por lo que se recomienda fabricar y ensayar especímenes compañeros de que por lo menos diez muestras tomadas de diferentes revolturas para poder establecer valores confiables de R. La desviación estandar y el coeficiente de variación en los ensayos se calculan como sigue:

$$\sqrt{V_1} = \frac{1}{d} \times \bar{R}$$
$$V_1 = \frac{\sqrt{V_1}}{\bar{X}} \times 100$$

- $\sqrt{V_1}$ = Desviación estandar de los ensayos.
- d = Constante que depende del número de especímenes por muestra (Tabla 3)
- \bar{R} = Promedio o media del total de intervalos.
- V = Coeficiente de variación de los ensayos.

\bar{X} = Resistencia promedio de todas las muestras.

TABLA No. 3*.- FACTORES PARA CALCULAR LA DESVIACION ESTANDAR DE LOS ENSAYES

Número de Especímenes	d	1 / d
2	1.128	0.8865
3	1.693	0.5907
4	2.059	0.4857
5	2.326	0.4299

Este proceso que permite calcular las discrepancias en los métodos de ensaye tiene la ventaja de que constantemente se obtiene información de la calidad del trabajo de los operarios y del laboratorio en general.

La siguiente tabla (4) tomada del ACI 214-77 califica el grado de control -- del laboratorio en función de los valores de V_1 .

TABLA No. 4.- EVALUACION DEL GRADO DE CONTROL DEL LABORATORIO

EXCELENTE	MUY BUENO	B U E N O	ACEPTABLE	POBRE
Por debajo de 3	de 3 a 4	de 4 a 5	de 5 a 6	Arriba de 6

Nota: Esta evaluación representa el promedio de resultados de especímenes ensayados a la edad especificada.

Existen todavía otros criterios para la evaluación de uniformidad de las mezclas de concreto como las que se presentan a continuación:

* De la Tabla No. B 2 "Manual de Control de Calidad de Materiales"
ASTM Special Technical Publication No. 15 C.

5.1.1 Grados de calidad

5.1.1.1 Grado de calidad A (sólo para resistencia a compresión)

El concreto debe cumplir con lo siguiente:

- a).- Se acepta que no más del 20% del número de pruebas de resistencia tengan valor inferior a la resistencia especificada f'_c se requiere un mínimo de 30 pruebas.
- b).- No más del 1% de los promedios de 7 pruebas de resistencia consecutivas será inferior a la resistencia especificada.
- c).- No más 1% de las pruebas de resistencia puede ser menor que la resistencia especificada menos 50 Kg/cm^2 .

5.1.1.2 Grado de calidad B (resistencia a compresión y resistencia a flexión)

El concreto debe cumplir con lo siguiente:

- a).- Se acepta que no más de 10% del número de pruebas de resistencia tengan valores inferiores a la resistencia especificada. Se requiera un mínimo de 30 pruebas.
- b).- No más del 1% de los promedios de 3 pruebas de resistencia consecutivas puede ser igual o menor que la resistencia especificada.
- c).- No más del 1% de las pruebas de resistencia puede ser menor que la resistencia especificada a compresión menos 35 Kg/cm^2 o resistencia especificada a la flexión "MR" menos 4 Kg/cm^2 .

Para satisfacer estos requisitos, la resistencia promedio del concreto será obviamente mayor que la resistencia del proyecto f'_c , dependiendo de la uniformidad esperada en la producción del concreto y del porcentaje que se permite de resultados de ensayos inferiores a la resistencia de proyecto. La resistencia promedio requerida; f_{cr} puede obtenerse haciendo uso de las fórmulas siguientes:

$$f_{cr} = f'c + \sqrt{t} \quad (1)$$

$$f_{cr} = f'c - 35 + \sqrt{t} \quad (2)$$

$$f_{cr} = f'c + \frac{t\sqrt{t}}{\sqrt{n}} \quad (3)$$

f_{cr} = Resistencia promedio requerida en Kg/cm².

$f'c$ = Resistencia de proyecto especificada en Kg/cm².

t = Constante que depende la porción de resultados inferiores a $f'c$ y del número de muestras empleadas para calcular la desviación estándar (Tabla 5).

\sqrt{t} = Desviación estándar de las muestras en Kg/cm².

n = Número de promedios consecutivos.

TABLA No. 5.- VALORES DE t^*

Número de Muestras menor 1	Probabilidad de caer debajo de: límite inferior	
	2 en 10	1 en 10
2	1.061	1.886
3	0.978	1.638
4	0.941	1.533
5	0.920	1.476
6	0.906	1.440
7	0.895	1.415
8	0.889	1.397
9	0.883	1.383
10	0.879	1.372
15	0.866	1.341
20	0.860	1.325
25	0.856	1.316
30	0.854	1.310
∞	0.842	1.282

* Los Valores de t se tomaron de la tabla original ubicada a Fisher y Yates-
" Statistical tables for Biological Agriculture y Medical Research ".

C R I T E R I O S .

Siempre que sea práctico las conclusiones sobre la resistencia del concreto deben derivarse de un conjunto de ensayos a partir del cual se puede estimar en forma más precisa las características y uniformidad del concreto. Si se confía demasiado en los resultados de unos cuantos ensayos, las conclusiones que se alcanzan pueden ser erróneas.

También es un error concluir que la resistencia de una estructura está en peligro cuando sólo un ensayo no cumple con los requisitos de resistencia especificada. Como se indicó primeramente, son inevitables las variaciones casuales y las fallas ocasionales en el cumplimiento de los requisitos de resistencia. Los requisitos de resistencia inflexibles no son realistas y tanto la formulación de especificaciones como la interpretación de los resultados deben basarse en la trayectoria de los resultados más que en los resultados individuales de resistencia. Es por esta razón que los conceptos estadísticos tienen tanto valor potencial en el control del concreto.

Algunas personas creen que hacer un control de calidad es simplemente contratar a un laboratorio que tome cilindros, los ensaye y reporte los resultados o que con la misma gente en la obra se haga el proceso y simplemente observar los resultados; si estos son altos olvidarse de ellos y si son bajos --- alarmarse inmediatamente, tratanto de recordar donde fue colocado ese concreto, y de esa forma determinar si se trata de una zona importante y en ese caso extraer corazones para conocer su resistencia.

Esto es totalmente absurdo; en primer lugar se debe definir, antes de empezar la obra, cuáles son las especificaciones de calidad, luego determinar como se controlará su cumplimiento y analizar el costo que esto implica, posteriormente controlar el personal que realiza el muestreo, el ensayo y analiza los resultados. Esto puede encargarse a una institución seria para tener la tranquilidad de que todo el proceso se realiza de acuerdo a las normas establecidas.

C R I T E R I O S .

Siempre que sea práctico las conclusiones sobre la resistencia del concreto deben derivarse de un conjunto de ensayos a partir del cual se puede estimar en forma más precisa las características y uniformidad del concreto. Si se confía demasiado en los resultados de unos cuantos ensayos, las conclusiones que se alcancen pueden ser erróneas.

También es un error concluir que la resistencia de una estructura está en peligro cuando sólo un ensayo no cumple con los requisitos de resistencia especificada. Como se indicó primeramente, son inevitables las variaciones casuales y las fallas ocasionales en el cumplimiento de los requisitos de resistencia. Los requisitos de resistencia inflexibles no son realistas y tanto la formulación de especificaciones como la interpretación de los resultados deben basarse en la trayectoria de los resultados más que en los resultados individuales de resistencia. Es por esta razón que los conceptos estadísticos tienen tanto valor potencial en el control del concreto.

Algunas personas creen que hacer un control de calidad es simplemente contratar a un laboratorio que tome cilindros, los ensaye y reporte los resultados o que con la misma gente en la obra se haga el proceso y simplemente observar los resultados; si estos son altos olvidarse de ellos y si son bajos --- alarmarse inmediatamente, tratanto de recordar donde fue colocado ese concreto, y de esa forma determinar si se trata de una zona importante y en ese caso extraer corazones para conocer su resistencia.

Esto es totalmente absurdo; en primer lugar se debe definir, antes de empezar la obra, cuáles son las especificaciones de calidad, luego determinar como se controlará su cumplimiento y analizar el costo que esto implica, posteriormente controlar el personal que realiza el muestreo, el ensaye y analiza los resultados. Esto puede encargarse a una institución seria para tener la tranquilidad de que todo el proceso se realiza de acuerdo a las normas establecidas.

1.- Se han obtenido una serie de resultados de ensayamientos de concreto a la edad de 28 días y se necesita saber la uniformidad y calidad de este.

D A T O S :

f'c de proyecto = 250 Kg/cm²

No. de muestra: 36

Especímenes por muestra: 2

El diseño de la estructura fué realizado por el método de diseño plástico, concreto de calidad B

EVALUACION DE LA UNIFORMIDAD DE LA PRODUCCION Y VARIACION
DE ENSAYES

Muestra No.	Resistencia en Kg/cm ² Cil. 1	Resistencia en Kg/cm ² Cil. 2	Promedio Kg/cm ²	Intérvulo Kg/cm ²	Promedio de 3 muestras -- consecutivas.
21	237	246	241 +	9	236 **
22	229	243	236 +	14	239 **
23	231	231	231 -	0	234 **
24	247	255	251	8	230 **
27	228	215	221 +	13	216 **
28	223	212	217 +	11	221 **
29	207	212	209 +	5	214 **
30	235	239	237 +	4	247 **
31	225	227	226 +	2	247 **
32	277	281	279	4	252
33	233	239	236 +	6	248 **
34	244	240	242 +	4	263
50	264	270	267	6	284
51	280	280	280	0	293
58	305	305	305	0	289
59	293	298	295	5	293
60	285	270	267	5	280
61	317	317	317	0	297
62	258	256	257	2	293
69	316	318	317	2	288
70	308	303	305	5	269
74	240	245	242 +	5	261
79	259	259	259	0	263
80	287	276	281	11	259
86	250	251	250	1	235 **
87	245	245	246 +	3	236 **
88	210	207	208 +	3	263
95	251	255	253	4	276
96	333	325	329	8	284
104	243	254	248 +	11	254

Muestra No.	Resistencia en Kg/cm. ²		Promedio Kg/cm. ²	Intervalo Kg/cm. ²	Promedio de 3 muestras consecutivas.
	Cil. 1	Cil. 2			
105	285	269	277	16	262
106	238	239	238 +	1	255
113	270	271	270	1	253
114	256	261	258	5	265
115	232	233	232 +	1	
116	305	303	304	2	
36	---	---	9331	177	---

$$\text{Media } \bar{X} = \frac{9331}{36} = 259 \text{ Kg/cm.}^2$$

$$\text{Desviación estándar} = \sqrt{V} = \sqrt{\frac{35349.64}{36}} = 31.34 \text{ Kg/cm.}^2$$

$$\text{Media de Intervalos} = \bar{R} = \frac{177}{36} = 4.92 \text{ Kg/cm.}^2$$

$$\text{Desviación estándar de los ensayos} = \sqrt{V_1} = \frac{1}{1.128} \times 4.92 = 4.36 \text{ Kg/cm.}^2$$

(d = 1.128 Tabla 3)

$$\text{Coeficiente de variación de los ensayos} = V_1 = \frac{4.36}{259} \times 100 = 1.68\%$$

$$\text{Porcentaje de promedios abajo de } f'c = \frac{16}{36} \times 100 = 44.44 \%$$

CONCLUSIONES ESTADISTICAS

- 1.- El promedio de las muestras es $f'c = 259 \text{ Kg/cm.}^2$
- 2.- Indica aquellos promedios de las muestras cuya resistencia es de más de 35 Kg/cm.^2 por debajo del $f'c$ de proyecto (N. O. M. - C - 155 - 1981 5.1.1.2.C.)
- 3.- Indica aquellos promedios de 3 muestras consecutivas cuyas resistencias son menores que el $f'c$ de proyecto (N. O. M. C - 155 - 1981, 5.1.1.2.b.)
- 4.- La desviación estándar de las muestras es de 31.34 Kg/cm.^2 de donde se deduce de la tabla 1 que el grado de control de la uniformidad en la -

fabricación del concreto es muy bueno (A C I 214-77).

- 5.- El coeficiente de variación de los ensayos es de 1.68% de donde se deduce de la tabla 4 que el grado de control del laboratorio es excelente (A C I 214-77).
- 6.-+ Se tienen el 44.4% del total de promedios de f'c de los especímenes de las muestras está por debajo del f'c de proyecto y el límite aceptado es del 10% para diseño plástico o presforzado, por lo tanto estas muestras no cumplen esta especificación (N. O. M. - C - 155 - 1981, 5.1.1.2.a.).
- 7.-* Se tienen dos promedios de f'c de los especímenes de las muestras cuya resistencia es de más de 35 Kg/cm² por debajo del f'c de proyecto estas muestras en estudio, ningún promedio puede tener una resistencia de más de 35 Kg/cm² por debajo del f'c de proyecto.
- 8.-** Se tienen 12 promedios de 3 muestras consecutivas cuyas resistencias son menores que el f'c de proyecto, estas muestras no cumplen la especificación (N. O. M. - C - 155 - 1981, 5.1.1.2.b.)

De acuerdo a estos datos estadísticos, se puede concluir que la deficiencia en la resistencia del concreto se puede deber a un mal cálculo de la dosificación de los elementos que componen el concreto, por lo que se recomienda, que con los datos obtenidos se vuelva a calcular la resistencia requerida de la mezcla fcr.

B I B L I O G R A F I A

Reporte del Comité A C I 211-1.- Práctica recomendada para la inspección del concreto.

A C I 211.1 - 70.- Práctica recomendables para dosificar concretos de peso - normal.

Reporte del Comité A C I 212.- Guía para el empleo de aditivos en el concreto

A C I 214-77.- Práctica recomendada para la evaluación de resultados de ensayes de compresión en el campo.

Reporte del Comité A C I 304.- Colocación del concreto por métodos de bombeo.

Reporte del Comité A C I 309.- Práctica recomendable para la compactación -- del concreto.

A C I 318-77.- Reglamento de las Construcciones de Concreto Reforzado y comentarios.

A C I 614-59.- Práctica recomendada para la medición, mezclado, transporte y colocación del concreto.

Reporte del Comité A C I 621.- Selección y empleo de agregados para el concreto.

A C I E 704 - 4.- Control de calidad del concreto.

A S T M C 31-69.- Standard method of making and curing test specimens in - the field.

A S T M C 33-74 a.- Standard specification for concrete aggregates.

A S T M C 39-72.- Standard method test for compressive strenght of cylin -
drical concrete specimens.

A S T M C 94-74a.- Standard specification for ready - mixed concrete.

A S T M C 150-74.- Standard specification for portland cement.

A S T M C 172-71.- Standard method of sampling fresh concrete.

A S T M C 192-69.- Standard method of making and curing concrete test -----
specimens in the laboratory.

A S T M E4-72.- Standard methods of verification of testing machines.

N. O. M. C-1-1981.- Calidad para cemento portland.

N. O. M. C-83-1977.- Determinación de la resistencia a la compresión de ci-
lindros moldeados de concreto.

N. O. M. C-155-1981.- Concreto premezclado.

N. O. M. C-160-1976.- Elaboración y curado en obra de especimenes de concreto.

N. O. M. C-161-1974.- Muestreo de concreto fresco.

Reglamento de las Construcciones.- Departamento del Distrito Federal.

México, D. F.

Aspectos Fundamentales del Concreto Reforzado.- Roger Díaz de Cossío, Juan -
Casillas, Francisco Róbles.

México, D. F.

