

CAPITULO 4

Consideraciones de mecánica de suelos

4.1. Resultados del estudio de mecánica de suelos

Descripción general de los trabajos de mecánica de suelos efectuado para el edificio de oficinas, ubicado en

Av. Insurgentes sur no. 1647

Características del predio. El proyecto se desarrolla sobre un predio de forma semi-trapecial, que abarca toda la cabecera de manzana integrada por Av. De Los Insurgentes Sur, calle José Ma. Velasco y calle José Ibarrarán.

Los antecedentes del predio indican que solo estuvo ocupado por un centro comercial el cual estaba integrado por un solo sótano desplantado a la cota -4 m con respecto al nivel 0.00 de Av. Insurgentes Sur, planta baja y, solo por partes, una planta alta. Esta estructura ya fue demolida.

Se considera que las calles colindantes se encuentran niveladas a una misma cota, por lo que el predio no presenta desniveles importantes entre sus vértices.

Solo hacia la colindancia poniente se tiene estructuras a paño del predio, las cuales fueron notariadas para tener un antecedente del estado que guardaban antes de la excavación, sin embargo, se notan en buen estado.

Características de las colindancias. El predio presenta las siguientes colindancias:

Al norte: **Calle José Ma. Velasco** de forma inmediata y cruzando la calle, pequeños edificios de oficinas que no llegan a influir con su sobrecarga en el proyecto.

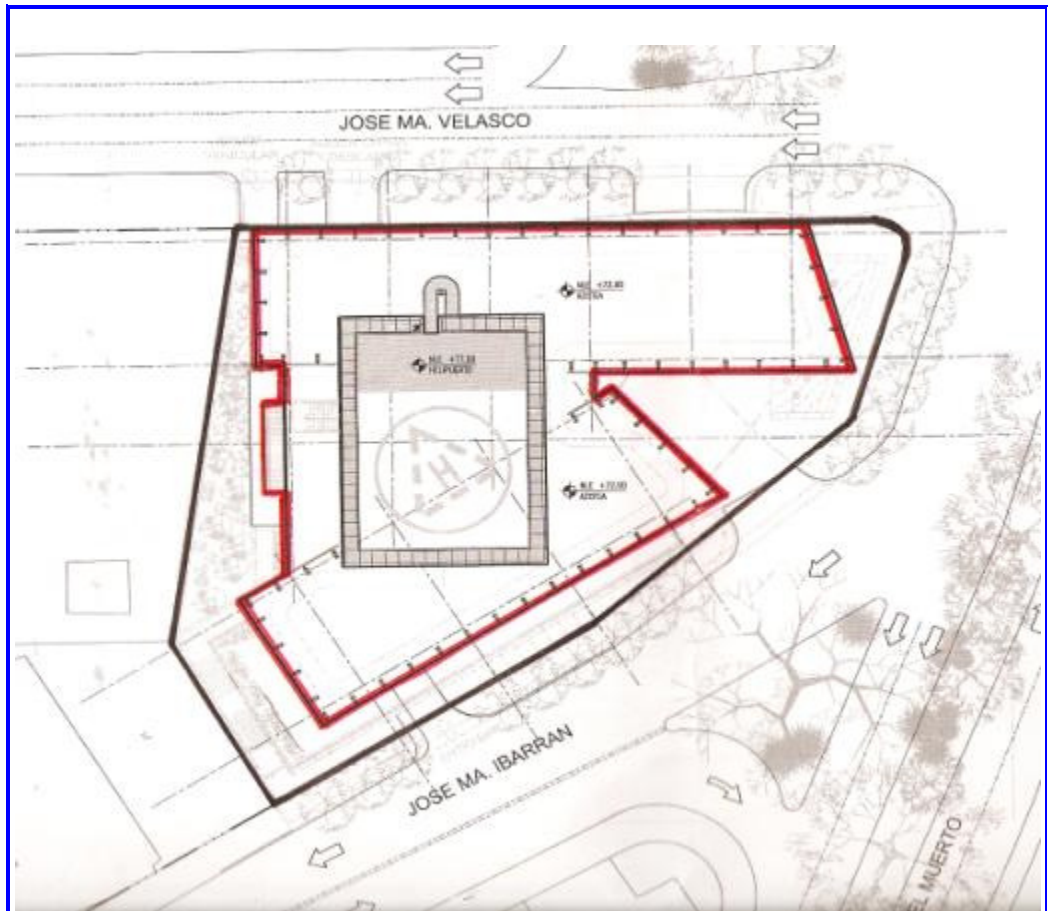
Al sur: **Calle José Ibarrarán** de forma inmediata y cruzando la calle, pequeños edificios de oficinas que no llegan a influir con su sobrecarga en el proyecto.

Al oriente: **Av. Insurgentes Sur** de forma inmediata y cruzando la avenida, pequeños edificios de oficinas que no llegan a influir con su sobrecarga en el proyecto.

Al sur-poniente: **Edificio de oficinas** de forma inmediata, integrado por dos sótanos, planta baja y cinco plantas tipo, del cual se sabe que está cimentado por medio de pilas.

Al nor-poniente: **Edificio de oficinas** separado 6 m del lindero, integrado por un sótano, planta baja y cinco plantas tipo, del cual se sabe que está cimentado por medio de zapatas aisladas y/o corridas.

Características del proyecto. El proyecto consta de un solo edificio para uso de oficinas (contorno rojo) sembrado dentro del predio (contorno negro) como se muestre en la figura siguiente:



SEMBRADO EL EDIFICIO DENTRO DEL PREDIO

Está integrado por nueve sótanos, para estacionamientos, que abarcan toda el área del predio (nivel de piso terminado del sótano más bajo -26.35), planta baja de acceso, diecinueve niveles para oficinas, cuarto de máquinas y azotea.

En la figura siguiente se muestra un corte transversal del proyecto, según la información estructural recabada, el edificio será resuelto a base de losas, traveses y columnas de concreto armado. A continuación se muestran dos plantas tipo del proyecto.

Características de los cortes. Considerando el nivel 0.00 del proyecto arquitectónico, que se ubica a nivel de banquetta de Av. Insurgentes Sur, se tiene que los cortes requeridos para alojar el proyecto podrán ser del orden de 28 m de altura. Los cortes deberán ser verticales ya que por las dimensiones del predio y las características de los materiales que lo conforman, no es posible excavar con taludes.

CONDICIONES GEOLOGICAS Y GEOTECNICAS DEL SITIO.

Geología general. Para comprender el origen geológico de los depósitos sobre los que se edificó la Ciudad de México, es necesario considerar los siguientes tres marcos de referencia:

- a) El geológico.
- b) El paleo climático.
- c) El vulcanológico.

Marco Geológico. Desde el punto de vista geológico la Ciudad de México asemeja una gran presa de azolve cuya cortina se ubica al sur, formada por erupciones basálticas del volcán del Xitle. La parte superficial de todo el material depositado, está formada por arcillas lacustres y en la parte inferior por materiales clásticos derivados de la acción de ríos, arroyos, glaciares y volcanes donde se pueden observar materiales de erupciones volcánicas durante el último medio millón de años (Pleistoceno superior).

Marco Paleo climático. Desde el punto de vista paleoclimático la cuenca de México desde su cierre hacia el sur, ha pasado por dos periodos de glaciación: el *Illinois* y el *Wisconsin* y dos interglaciales el *Yarmouth* y el *Sangamon*, por lo que debido a las acciones del viento y cambios de temperaturas, se han originado suelos rojos del tipo interglacial suelos eólicos como los loess que al caer en el Lago sufrieron una alteración físico-química formando las arcillas lacustres.

Marco Vulcanológico. Desde el punto de vista vulcanológico todo material que existe en la cuenca es directa o indirectamente de origen volcánico, tales como los domos pliocénicos del Cerro de Chapultepec y del Tepeyac o las lavas, brechas y tezontle del Peñón del Marques, por lo que la acción vulcanológica ha creado todos los materiales que existen en la cuenca del Valle y han dado origen a tobas en las Lomas y arcillas en el Lago.

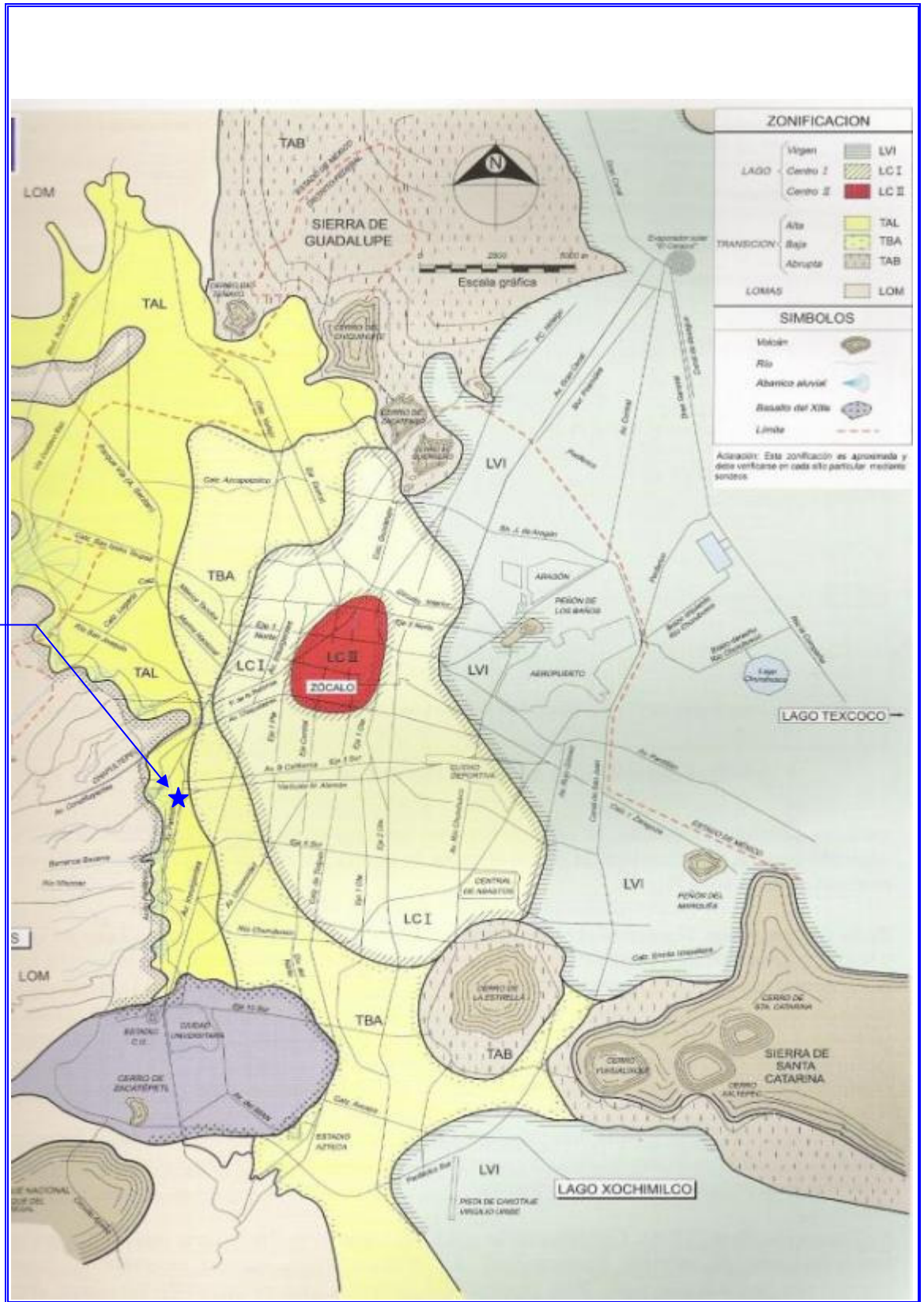
Para fines ingenieriles, se ha concluido que de la interacción entre las arcillas formadas en el Lago, los rellenos aluviales de las zonas de transición entre Lago y Lomas y los materiales de alta resistencia de las Lomas, se puede resumir en una secuencia de formaciones tal como sigue:

- a) Serie arcillosa superior.
- b) Capa dura.
- c) Serie arcillosa inferior.
- d) Depósitos profundos.

De las formaciones antes descritas, se puede considerar que para nuestro proyecto, solo se observan dos formaciones: **Serie arcillosa superior y Depósitos profundos**, ya que la influencia que llegará a transmitir el proyecto al suelo, tanto por la cimentación como por el anclaje, se desarrollará solo en esas dos formaciones.

Zonificación geotécnica. De acuerdo con los criterios más recientes para la zonificación geotécnica y según lo establecido en el artículo 170 del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF, *ref. 1*) y sus Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones (NTCDCC, *ref. 2*), el predio en estudio se ubica en la denominada Zona II (*de transición*), ver plano de zonificación en la página siguiente.

Dentro de la Zona II, hay una subdivisión: Alta y Baja, de las cuales la subzona **Transición alta**, le corresponde al predio. Los materiales característicos de ésta subzona, provienen de re-depósitos de materiales que se formaron en las lomas (materiales piroclásticos) y que bajaron a través de los años por medio de la lluvia y el viento, formando abanicos aluviales.



ZONIFICACION GEOTECNICA

Trabajos de campo. Considerando el entorno físico, ubicación del sitio y los criterios propuestos por el RCDF, la exploración del subsuelo consistió en efectuar:

- Un sondeo exploratorio denominado SE-1, a 52.50 m de profundidad, realizando la prueba dinámica de penetración estándar, de acuerdo a la Norma ASTM D-1586, obteniendo muestras representativas alteradas a cada 60 cm y midiendo simultáneamente el índice de resistencia a la penetración estándar de más de 50 golpes para penetrar los 30 cm intermedios del penetrómetro.

- Un sondeo mixto denominado SM-1, a 50.75 m de profundidad, alternando la prueba dinámica de penetración estándar, de acuerdo a la Norma ASTM D-1586, con la obtención de muestras inalteradas mediante tubos dentados tipo Denison de 10 cm de diámetro. Del recorrido e investigación de la zona se destaca que el predio únicamente ha sido ocupado por estructuras de máximo dos niveles y se estima que estuvieron cimentadas con zapatas.

Se observó además que las estructuras que colindan de forma inmediata, no presentan agrietamientos visibles, provocados por asentamientos diferenciales, ni muestran indicios de algún comportamiento geotécnico inadecuado, para la fecha en que efectuaron los trabajos de campo, septiembre de 2009.

Trabajos de laboratorio. Las muestras de suelo debidamente protegidas e identificadas, se transportaron al laboratorio central donde se les efectuaron las siguientes pruebas que determinaron sus propiedades índices y mecánicas:

En las muestras representativas alteradas, obtenidas de los sondeos se efectuó:

- clasificación visual y al tacto, en estados húmedo y seco.
- contenido natural de agua.
- límites de consistencia.
- granulometría por mallas o porcentaje de finos.
- densidad de sólidos.

En una muestra representativa inalterada, proveniente de un corte cercano al predio se obtuvo los resultados de las siguientes pruebas:

- compresión axial no confinada.
- compresión triaxial no consolidada–no drenada.
- peso volumétrico natural.

Todas las pruebas se realizaron observando los lineamientos establecidos en el Manual de Pruebas de Laboratorio de la Secretaría de Recursos Hidráulicos (*ref. 3*) y los resultados se muestran en el perfil estratigráfico del Anexo I.

Interpretación estratigráfica. La estratigrafía del sitio, definida mediante los trabajos de campo, laboratorio e información recabada de la zona, se describe a continuación y se muestra en la página siguiente:

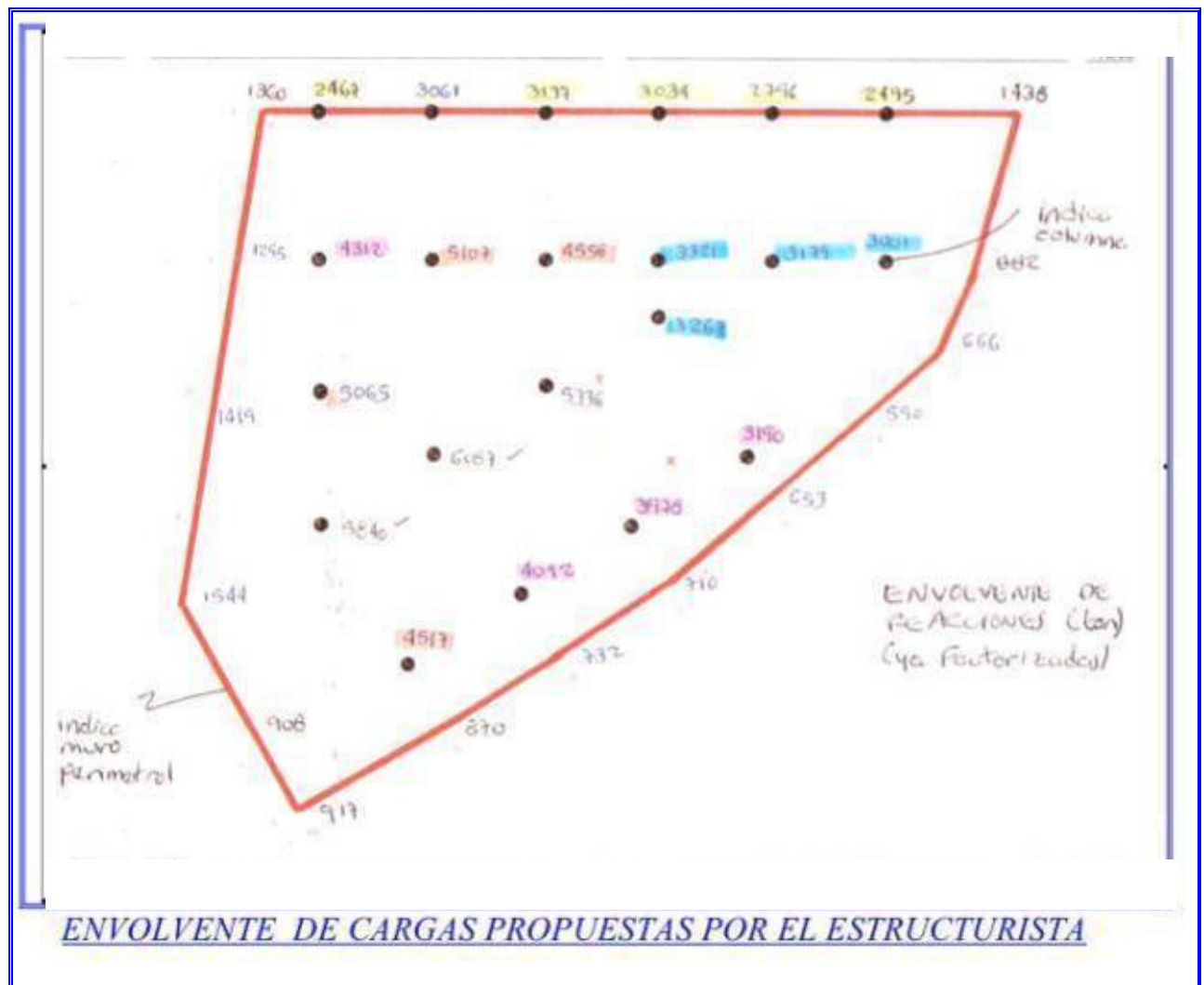
<p>PROFUNDIDAD MEDIA</p> <p>(m)</p>	<p>DESCRIPCION</p>
<p>0.0 – 1.50</p>	<p>Relleno heterogéneo superficial integrado por pedacería de tabique y restos de concreto, empacado en arena y arcilla orgánica café oscura con raicillas fósiles.</p> <p>Estos materiales fueron observados durante la demolición de los muros perimetrales del antiguo centro comercial que ahí existía.</p>
<p>1.50 - 4.00</p>	<p>Costra superficial integrada por intercalaciones de arcillas blandas con limos arenosos de consistencia media ya que se encuentra preconsolidada, ésta capa puede alojar las cimentaciones superficiales de las antiguas construcciones.</p> <p>Estos materiales fueron observados durante la demolición de los muros perimetrales del antiguo centro comercial que ahí existía.</p>
<p>4.00 – 31.50</p>	<p>Depósitos aluviales conformados por Tobas arenosas con gravas color café claro de consistencia dura y algunas veces con gravillas perfectamente soldadas a la matriz del suelo.</p> <p>Dentro de éste depósito, se detectaron los siguientes estratos:</p> <p><u>Arena pumítica franca</u> entre 14.00 y 16.50 m de profundidad, las cuales presentan un aumento significativo de contenido de agua y su correspondiente baja de resistencia.</p> <p>Cabe señalar que salvo el estrato de arena pumítica, todo el Depósito aluvial, presenta una consistencia muy dura.</p>
<p>31.50 – 52.50</p> <p>(máxima profundidad explorada)</p>	<p>Depósito de Lomas conformado por una Tobas poco limosas color café claro, con gravillas andesíticas aisladas, en estado muy compacto.</p>

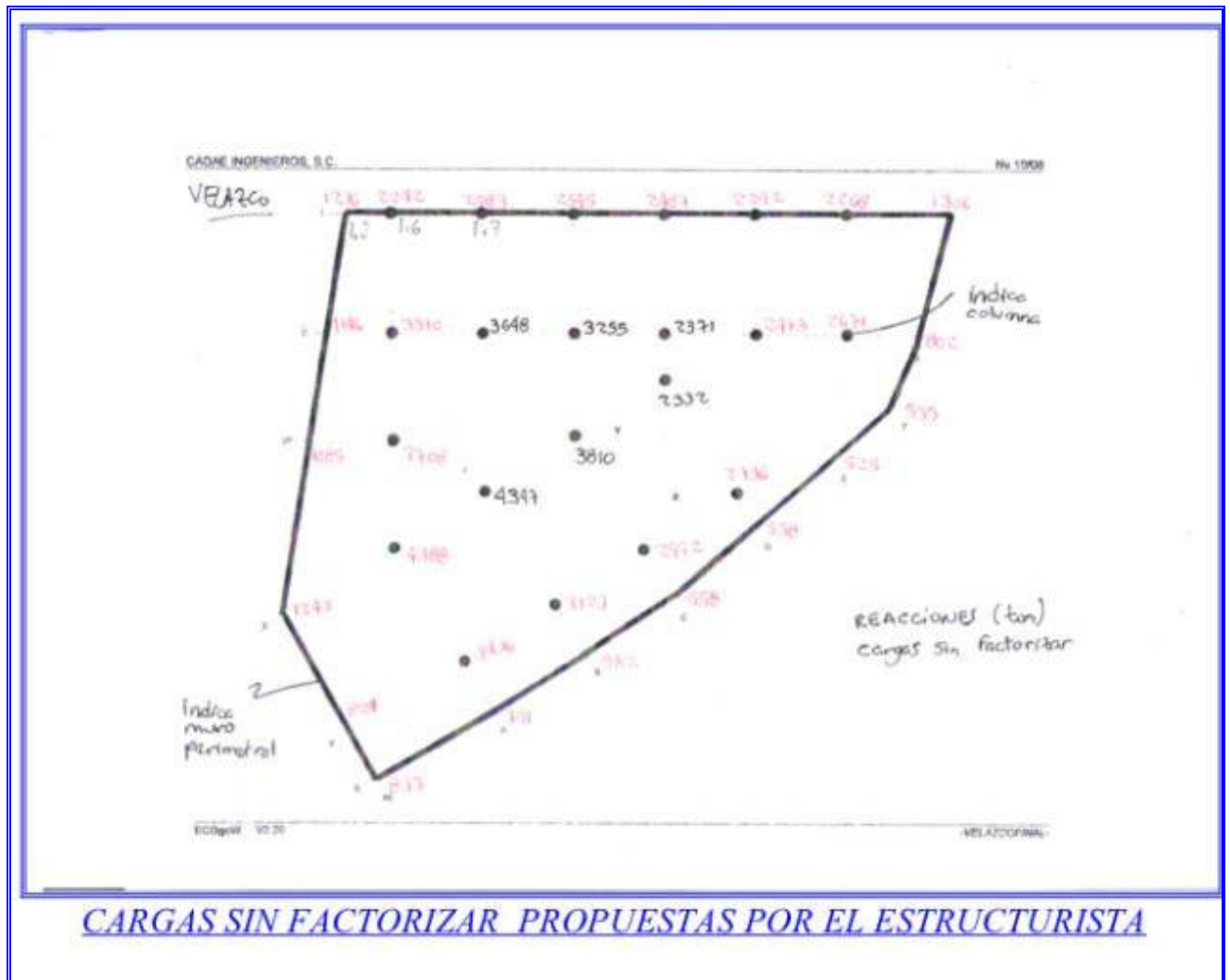
Condición piezométrica. El nivel de agua freática no se detectó para la profundidad explorada y para la fecha en que se efectuaron los trabajos de campo (septiembre de 2009).

Sin embargo, debe considerarse que puede existir agua entre la superficie y los 4.00 m de profundidad, originada por lluvia o fugas e infiltraciones que se generan en los sistemas delegacionales de agua potable y drenaje, ante tal situación se recomienda colocar un sistema de drenaje eficiente en la cara del muro, por medio de drenes perforados dentro de la masa del suelo.

ANÁLISIS Y DISEÑO GEOTÉCNICO DE LA CIMENTACIÓN.

Las cargas están indicadas en toneladas, corresponden a la condición más crítica de todas las combinaciones posibles efectuadas por el modelo estructural y no están afectadas por algún factor de carga.





Coefficiente sísmico. De conformidad con las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (ref. 4) a la zona en estudio le corresponde un coeficiente sísmico igual a 0.32, correspondiente a la *Zona de Transición*.

Sin embargo, según lo obtenido en el reporte final del Espectro Sísmico de Sitio que se realizó para el predio la compañía se obtuvo un valor de coeficiente sísmico igual a $c = 0.14$, que podrá ser utilizado para el diseño estructural del proyecto.

Solución de cimentación. Considerando las características estratigráficas y físicas del subsuelo y las propias del proyecto (cargas por columnas, claros, etc.) se considera que la cimentación más adecuada será a base de un cajón hueco abarcando todo el predio, desplantado a la cota -27.5 aproximadamente complementando su apoyo con pilas de punta empotradas dentro de los Depósitos profundos de lomas.

Para lograr ejecutar la excavación que alojará a los sótanos, será necesario el empleo de un sistema de contención de las paredes excavadas por medio de un sistema de anclaje,

reaccionando contra un muro tipo Milán construido en toda la periferia del predio y construido exclusivamente para eficientar el proceso de anclaje que tendrá que ejecutarse por niveles.

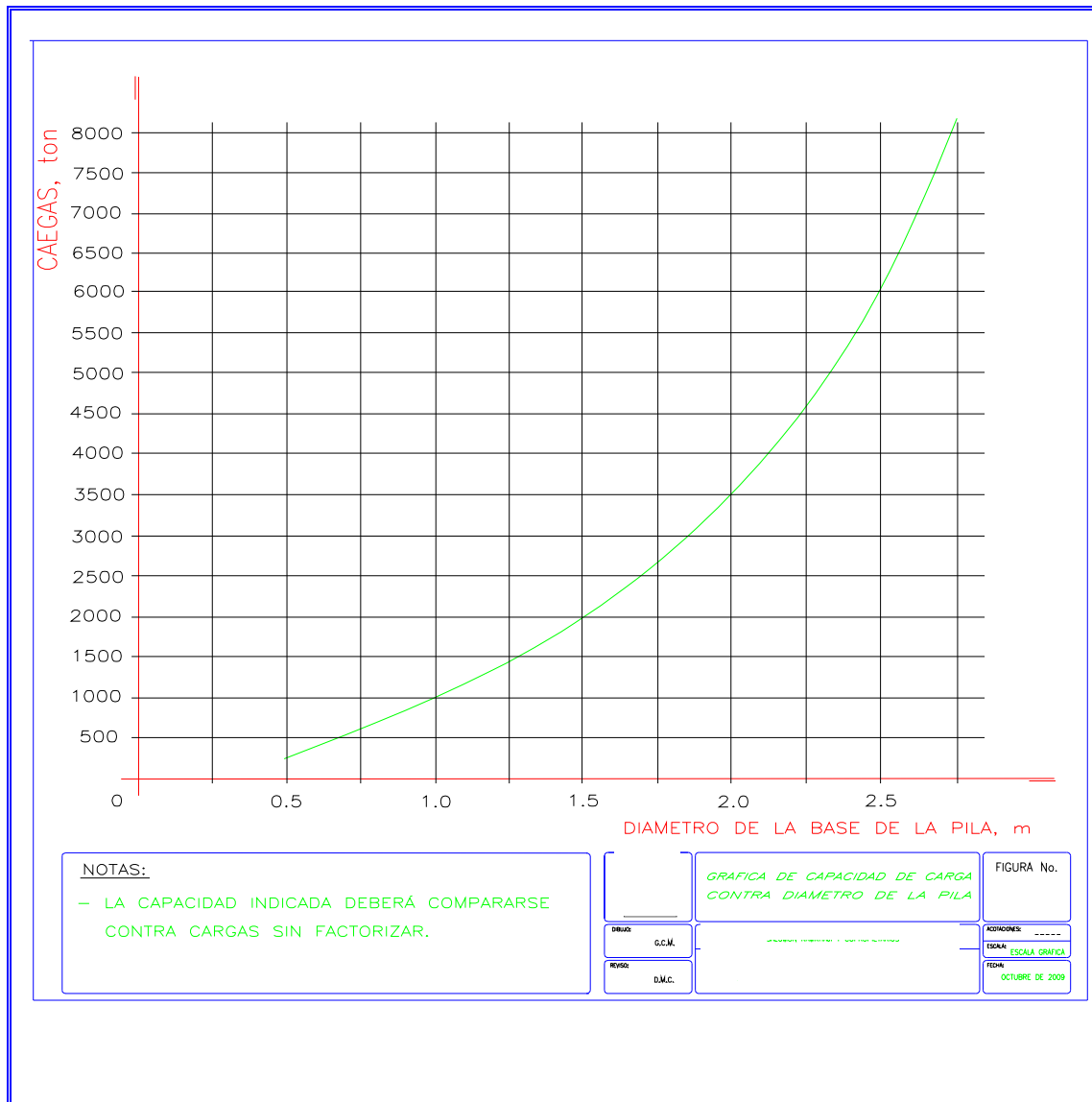
Estratigrafía de diseño. Una vez obtenidas todas las propiedades, índice y mecánicas de los estratos más representativos, se elaboró una caracterización estratigráfica desde el nivel de banqueta hasta la máxima profundidad explorada, para realizar los análisis geotécnicos más convenientes, los cuales se indican en la siguiente tabla:

TABLA I

De (m)	A (m)	Cohesión (ton/m ²)	Angulo de fricción (ϕ °)	Peso volumétrico (γ_m , ton/m ³)
0.00	4.00	2.5	28	1.60
4.00	16.00	4.5	33	1.71
16.00	19.50	1.5	27	1.20
19.50	33.50	5.2	33	1.85
33.50	44.50	2.3	31	1.75
44.50	60.75	6	35	1.85

Análisis de las cimentaciones.

Capacidad de carga. La capacidad de carga admisible (Q_a) para las pilas a compresión, se calculó considerando una capacidad de carga por punta más una capacidad de carga por fricción igual a 1000 ton/m², aproximadamente, en función del diámetro del fuste y base de la pila, para las profundidades de desplante propuestas, obtenida a partir de las ecuaciones anteriores y considerando los parámetros mecánicos del suelo, mencionados, en la Tabla I.



Los valores de la capacidad de carga admisible de la figura anterior, son para emplearse con las cargas sin factorizar, por lo que para el dimensionamiento de las pilas deberá considerarse que el *RCDF, 2004*, indica que las cargas provenientes del análisis estático deben incrementarse por un factor de carga de 1.4 y las del análisis dinámico por un factor de 1.1.

Asentamientos. Los únicos asentamientos que podrían llegar a presentarse en la cabeza de las pilas, son exclusivamente elásticos y se calcularon considerando las deformaciones propias del concreto de las pilas y las del suelo de apoyo, de lo cual considerando una longitud de pilas del orden de 19 m y un módulo de elasticidad de 15,000 ton/m² para el suelo de apoyo se obtienen asentamientos puramente elásticos del orden de **5 cm** y se presentarán, la mayor parte, durante la construcción de la estructura.

Distribución de presiones contra los muros perimetrales de los sótanos.

Considerando las dimensiones del predio y las características geométricas de las colindancias, los sótanos se construirán a paño del lindero, por lo que será necesario colocar un sistema de contención para soportar las paredes del suelo.

El sistema de contención será resuelto a base de un sistema de anclaje integrado por 9 líneas de anclas de 115 ton de capacidad unitaria dispuestas a cada 2.85 x 3.0 m (horizontal-vertical), reaccionando contra el terreno por medio del muro tipo Milan.

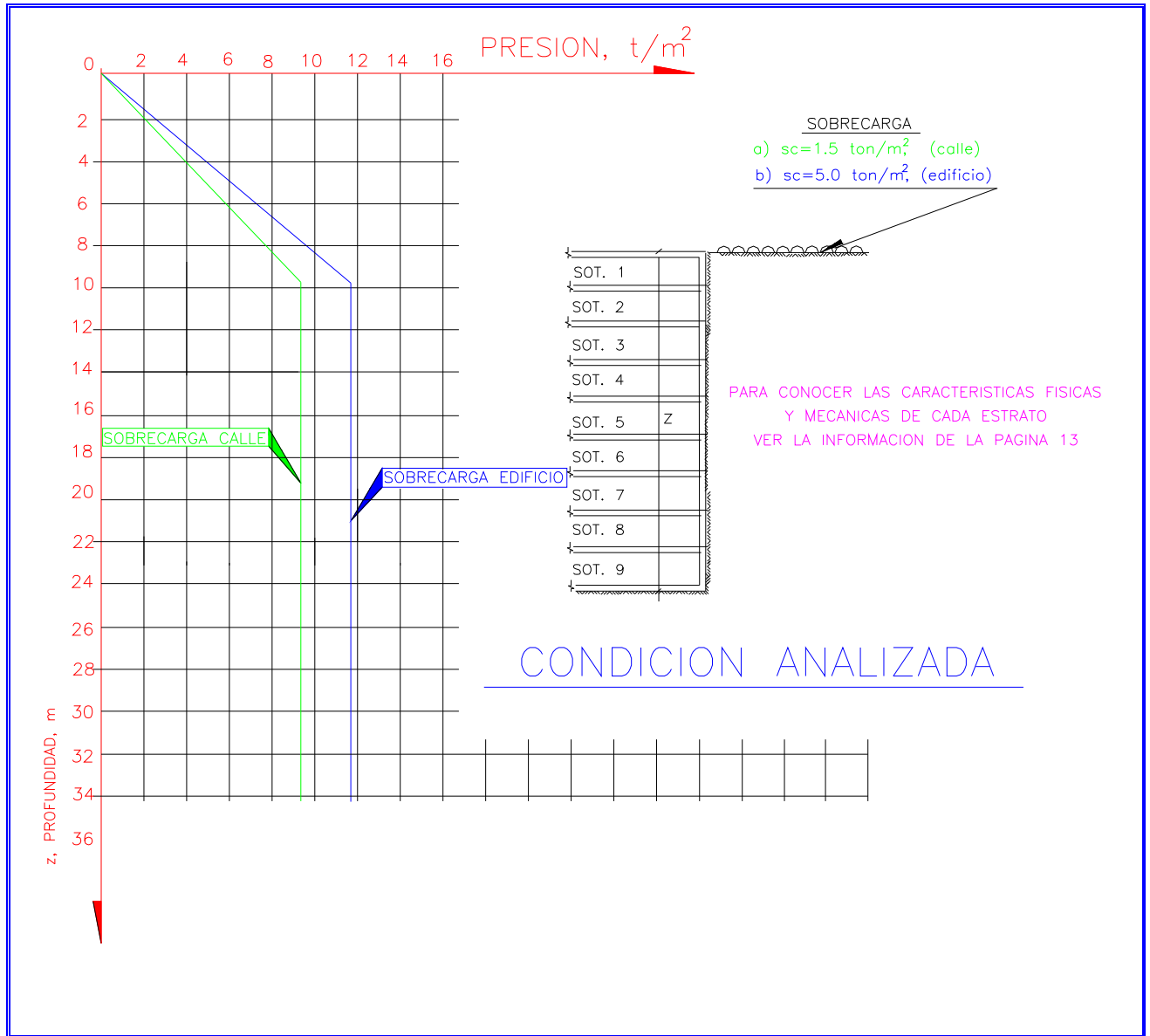
a) Empuje a corto plazo, contra el muro anclado.

El empuje para el diseño del sistema de contención, se estimó como un empuje re-distribuido a corto plazo originado por el empuje inmediato conforme se vaya excavando, con el que se diseñó el muro tipo milán.

Además se consideró los dos tipos de sobrecarga que existen en el predio:

- a) Sobrecarga causada por el paso vehicular en las vialidades, igual a 1.5 ton/m^2 .
- b) Sobrecarga causada por las estructuras que se encuentran cercanas al predio, igual a 5 ton/m^2 .

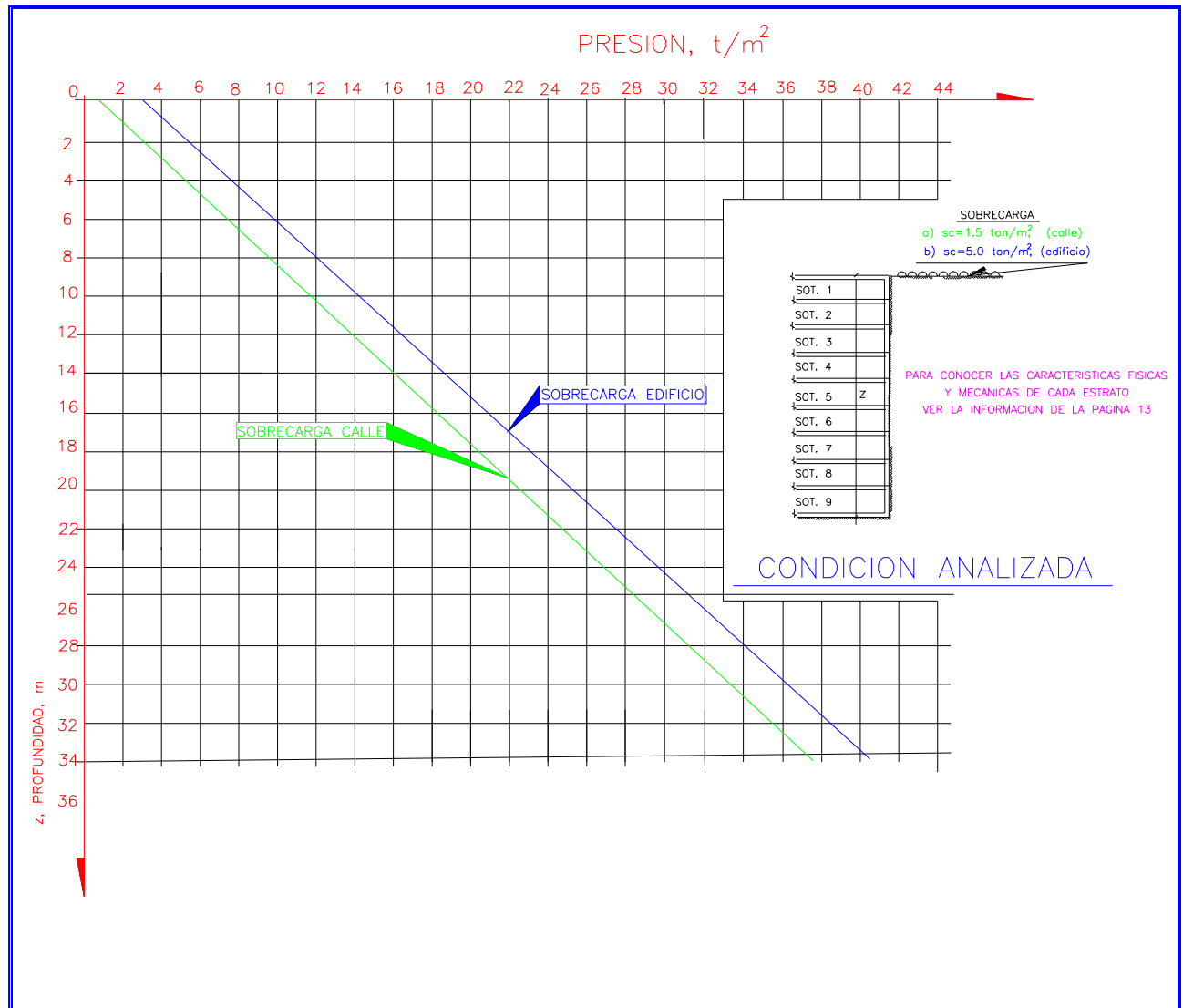
A continuación se muestra el diagrama de distribución de empujes a corto plazo.



b) Empuje a largo plazo, contra los muros de los sótanos.

Los muros perimetrales de los sótanos deberán ser diseñados o revisados para resistir los empujes mostrados en la figura siguiente, considerando que éste empuje es originado por el suelo, cuando el sistema de anclaje, que no es de trabajo permanente, deje de funcionar. El cálculo de estos empujes, se efectuó considerando los dos tipos de sobrecarga que existen en el predio:

- a) Sobrecarga causada por el paso vehicular en las vialidades, igual a 1.5 ton/m^2 .
- b) Sobrecarga causada por las estructuras que se encuentran cercanas al predio, igual a 5 ton/m^2 .



Análisis y diseño geotécnico de la excavación.

Estabilidad de cortes. Considerando los niveles de piso terminado más bajos del proyecto, se efectuó un análisis de estabilidad que consideró:

- a) Que los materiales existentes hasta la máxima profundidad de excavación se comportarán como suelos cohesivo-friccionantes.

b) Que presentarán, en el eventual momento de la falla, grietas verticales de profundidad y disposición variables generando una cuña deslizante, con una superficie de falla sensiblemente plana.

c) Que los valores de los parámetros de resistencia de cada estrato que se afecta con la excavación, son los indicados en la Tabla II, además 16 % de incremento al peso por efecto de sismo y 5 y 1.5 ton/m² de sobrecarga en la corona de los cortes para colindancias con edificios y calle, respectivamente.

Considerando los resultados obtenidos del análisis (factores de seguridad menores que la unidad, es decir falla incipiente), se juzga que para garantizar la excavación tanto de las paredes como de las estructuras colindantes, la excavación deberá contemplar la colocación de un *sistema de anclaje temporal, reaccionando contra un muro tipo Milan*.

Diseño del sistema de anclaje. Las anclas para la estabilización de los cortes, se diseñaron para soportar la distribución de presiones indicada en las figuras de las páginas 13 y 14, para corto y largo plazo, respectivamente.

Debido a que el sistema de anclaje es para trabajo **temporal**, se propone utilizar anclas de tensión en barrenos de 5 pulgadas, inyectadas a **15 kg/cm²**. Con base en lo anterior, se obtuvieron los resultados indicados en la siguiente tabla.

TABLA II

Nivel de ancla	Nivel de la línea	Longitud, m		No. De torones	Diámetro del barreno	Colindancia
		Bulbo	Total			
Nivel 1	-1.50	11.00	31	8	5"	Calle y edificios
Nivel 2	-5.50	11.00	30	8	5"	
Nivel 3	-8.35	11.00	29	8	5"	
Nivel 4	-11.2	11.00	28	8	5"	
Nivel 5	-14.0	11.00	26	8	5"	
Nivel 6	-16.9	10.00	24	8	5"	
Nivel 7	-19.75	10.00	23	8	5"	
Nivel 8	-22.6	10.00	21	8	5"	
Nivel 9	-25.45	10.00	19	8	5"	

Solución. Como se observa el sistema de anclaje está integrado por 9 líneas de anclas tensadas a 115 ton de capacidad unitaria, colocadas con inclinación de 15° respecto a la horizontal, dispuestas en “tresbolillo” y separadas a cada 2.85 x 3 m (horizontal-vertical).

Las anclas se formarán a base de cables de acero de preesfuerzo (*torón*) de **0.6”** (1.52 cm) de diámetro, instalados en perforaciones de **5 pulgadas** (12.7 cm) de diámetro, con inclinación de 15° respecto a la horizontal, de tal manera que cada ancla estará integrada por **ocho cables** de siete alambres lisos de acero cada uno, de bajo relajamiento y de grado 270, los cuales trabajarán con un esfuerzo de tensión menor o igual a $0.65 f_y$

El bulbo resistente se formará con lechada de cemento, inyectada a una presión de **15 kg/cm²**, para soportar una capacidad de trabajo de **115 ton**, (ocho torones de 0.6 pulgadas).

Anclas en relleno superficial. Se prevé tener **rellenos orgánicos** en la corona de los cortes, por lo que deberán “repellarse” inmediatamente, conforme se vayan afinando, para protegerlos contra el intemperismo y colocarse **anclas pasivas cortas**, si fuera necesario, de **15.00 m** de longitud, para evitar “desconchamientos” locales. Estas anclas serán tensadas a **40 ton** y colocadas a **25°** de inclinación con respecto a la horizontal, dispuestas en “tresbolillo”, a cada 1.5 m en ambos sentidos. La supervisión de mecánica de suelos en campo decidirá el empleo de este sistema.

Drenes. Todos los muros deberán tener un drenaje eficiente por detrás, ya que debe considerarse que puede existir agua entre la superficie y los 4.00 m de profundidad, originada por lluvia o fugas e infiltraciones que se generan en los sistemas delegacionales de agua potable y drenaje.

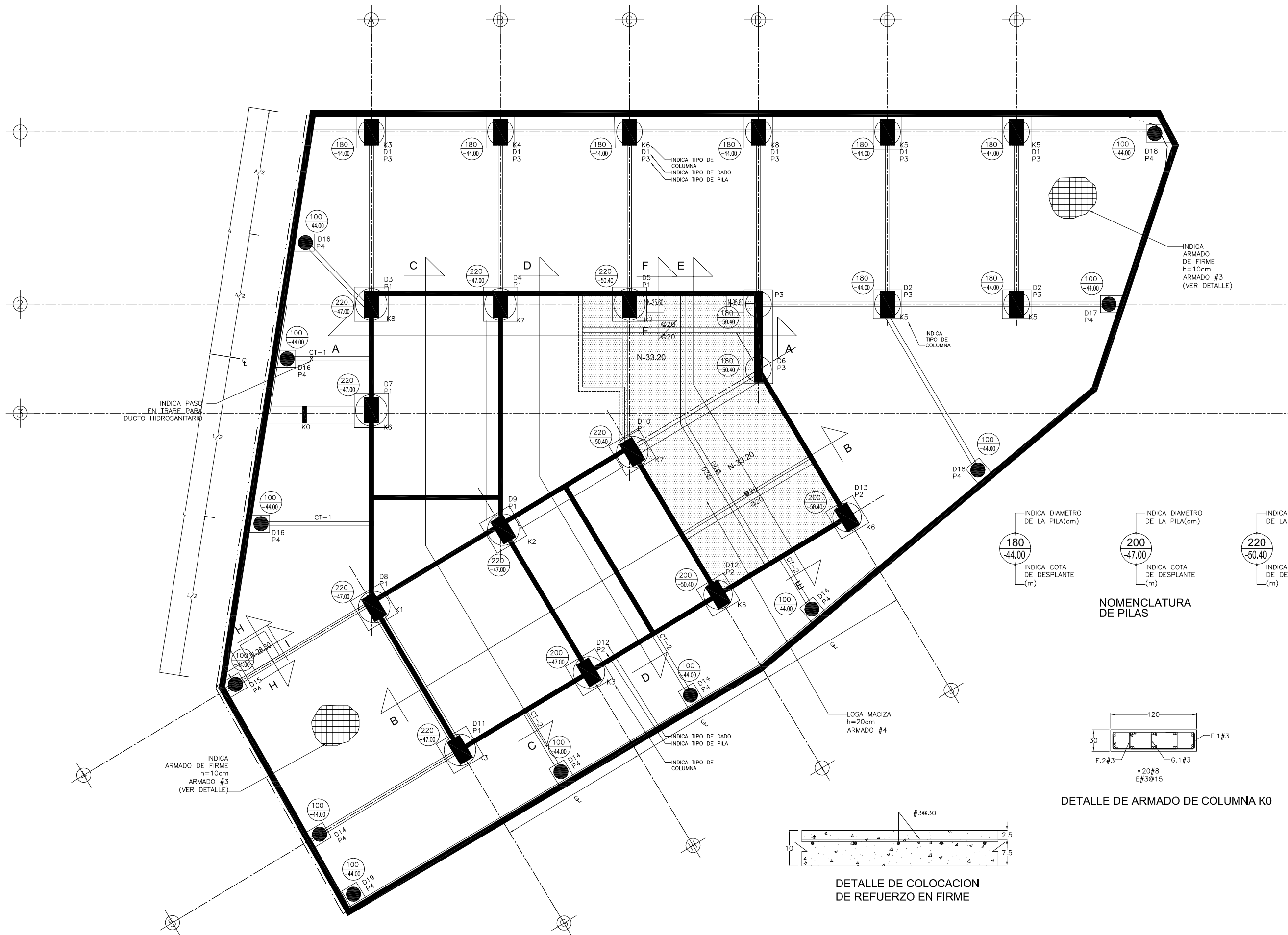
Los drenes se construirán con una separación continua a cada 3 x 3 m solo en las dos primera líneas de anclaje, es decir la primera línea de drenes a 1.5 m de profundidad del nivel de banquetta y la segunda a 4.5 m de profundidad.

Dichos drenes estarán integrados por perforaciones de 4 a 5 pulgadas de diámetro, inclinadas 10° hacia arriba de la horizontal y con una longitud mínima de 3 m, dentro de la cual se colocará un tubo de PVC, ranurado y envuelto con una tela de “geotextil”, que será “emboquillado” en la cara del muro para quedar fijo.

La compañía que contratista que ejecute los trabajos de anclaje, deberá garantizar que el sistema de anclaje esté trabajando durante todo el proceso de excavación y construcción de los sótanos, por lo que será necesario contemplar en sus actividades el concepto de “re-tensado de anclas”. Para lo anterior deberá dejar en todas las anclas al menos 1.5 m de longitud de torones para poder efectuar el re-tensado.

En caso de que un ancla no diera su capacidad de trabajo, por causas de proceso constructivo, deberá restituirse la presión de contacto de diseño por medio de la construcción de una “ancla adicional” construida a menos de 1m de distancia del ancla que no funcionó.

4.2. Planos de Cimentación

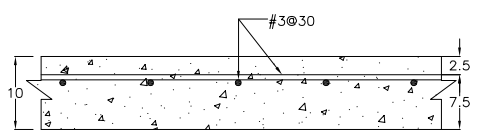
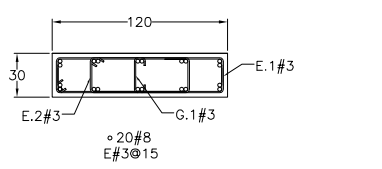
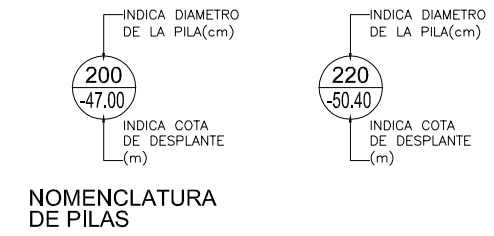


○ DIRECCION AVINSURGENTES SUR 1647
SAN JOSE INSURGENTES DELEG. BENITO JUAREZ 03900, MEXICO D.F.

○ CROQUIS DE LOCALIZACION

○ NOTAS

- 1.-ACOTACIONES EN CENTIMETROS
 - 2.-REGIRAN NIVELES Y ACOTACIONES DE PLANOS ARQUITECTONICOS
 - 3.-SE USARA CONCRETO CON UNA RESISTENCIA DE $F_c=300 \text{ Kg/cm}^2$ CLASE 2 (NO ESTRUCTURAL) EN CIMENTACION Y DE $f'_c=400\text{Kg/cm}^2$ CLASE 2 (NO ESTRUCTURAL) EN PILAS
 - 4.-SE USARA ACERO CON UNA RESISTENCIA DE $F_y=4,200 \text{ Kg/cm}^2$
 - 5.-NO TOMAR MEDIDAS A ESCALA DEL PLANO
 - 6.-TRAZAR CON PLANOS ARQUITECTONICOS
 - 7.-TIEMPOS DE DESCIMBRADOS
- | CONCRETO R.R. | COSTADOS | FONDOS |
|-----------------|----------|--------|
| CONCRETO NORMAL | 24hrs. | 72hrs. |
| | 48hrs. | 7días |
- 8.- VER ARMADO DE PILAS EN PLANO C-3
 - 9.- VER ARMADO DE COLUMNAS EN PLANO C-5 Y C-6
 - 10.- VER ARMADO DE DADOS EN PLANO C-4
 - 11.- VER ARMADO DE CONTRATABES EN PLANO C-7
 - 12.- VER CORTES Y DETALLES EN PLANO C-8,C-9,C-10
 - 13.- VER ARMADO DE MURO PERIMETRAL EN PLANOS C-11,C-12 ,C-13
 - 14.-SI EXISTE ALGUNA DUDA PARA LA INTERPRETACION DE ESTE PLANO POR FAVOR CONSULTARLO CON EL CALCULISTA.



DIBUJO: J.H.R. DRO:
ESCALA: 1:125 FECHA: JULIO/2009

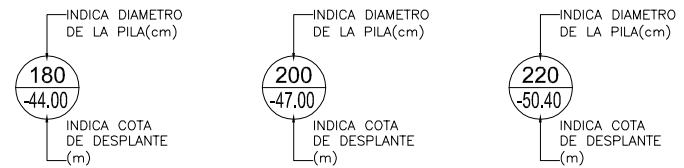
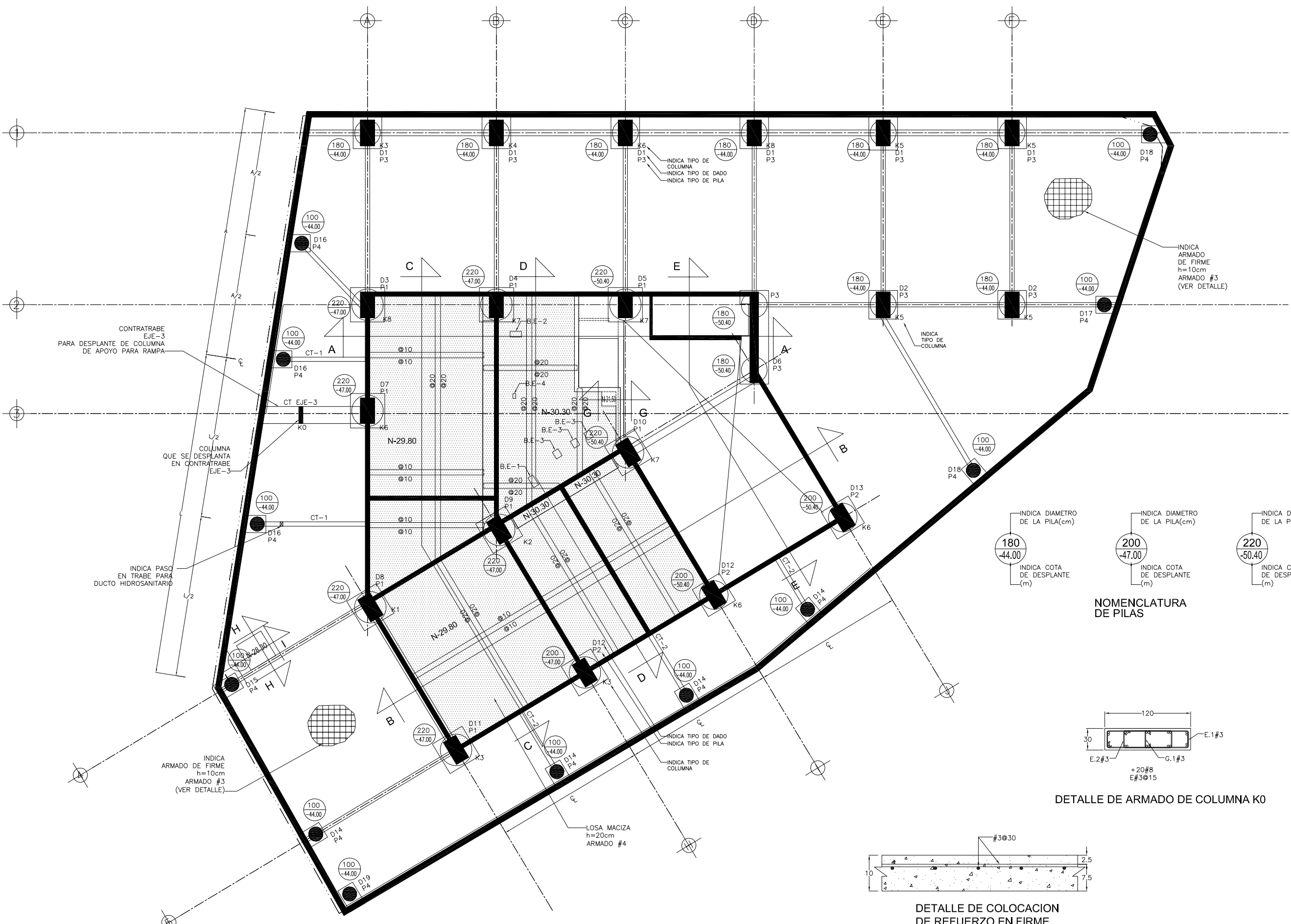
○ DESCRIPCION DEL PLANO
PLANO ESTRUCTURAL
EDIFICIO DE OFICINAS
PLANTA DE CIMENTACION 1/2

○ CLAVE DEL PLANO

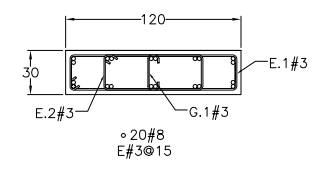
C-1

NOTAS

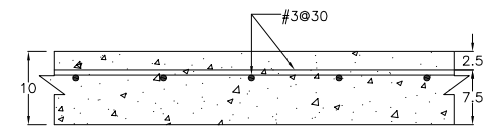
- 1.-ACOTACIONES EN CENTIMETROS
 - 2.-REGIRAN NIVELES Y ACOTACIONES DE PLANOS ARQUITECTONICOS
 - 3.-SE USARA CONCRETO CON UNA RESISTENCIA DE $f'c=300$ Kg/cm² CLASE 2 (NO ESTRUCTURAL)
 - EN CIMENTACION Y DE $f'c=400$ Kg/cm² CLASE 2 (NO ESTRUCTURAL)EN PILAS
 - 4.-SE USARA ACERO CON UNA RESISTENCIA DE $F_y=4,200$ Kg/cm²
 - 5.-NO TOMAR MEDIDAS A ESCALA DEL PLANO
 - 6.-TRAZAR CON PLANOS ARQUITECTONICOS
 - 7.-TIEMPOS DE DESCIMBRADOS
- | CONCRETO R.R | COSTADOS | FONDOS |
|--------------|----------|--------|
| 24hrs. | 24hrs. | 72hrs. |
| 48hrs. | 48hrs. | 7días |
- 8.- VER ARMADO DE PILAS EN PLANO C-3
 - 9.- VER ARMADO DE COLUMNAS EN PLANO C-5 Y C-6
 - 10.- VER ARMADO DE DADOS EN PLANO C-4
 - 11.- VER ARMADO DE CONTRATABES EN PLANO C-7
 - 12.- VER CORTES Y DETALLES EN PLANO C-8,C-9,C-10
 - 13.- VER ARMADO DE MURO PERIMETRAL EN PLANOS C-11,C-12 ,C-13
 - 14.-SI EXISTE ALGUNA DUDA PARA LA INTERPRETACION DE ESTE PLANO POR FAVOR CONSULTARLO CON EL CALCULISTA.



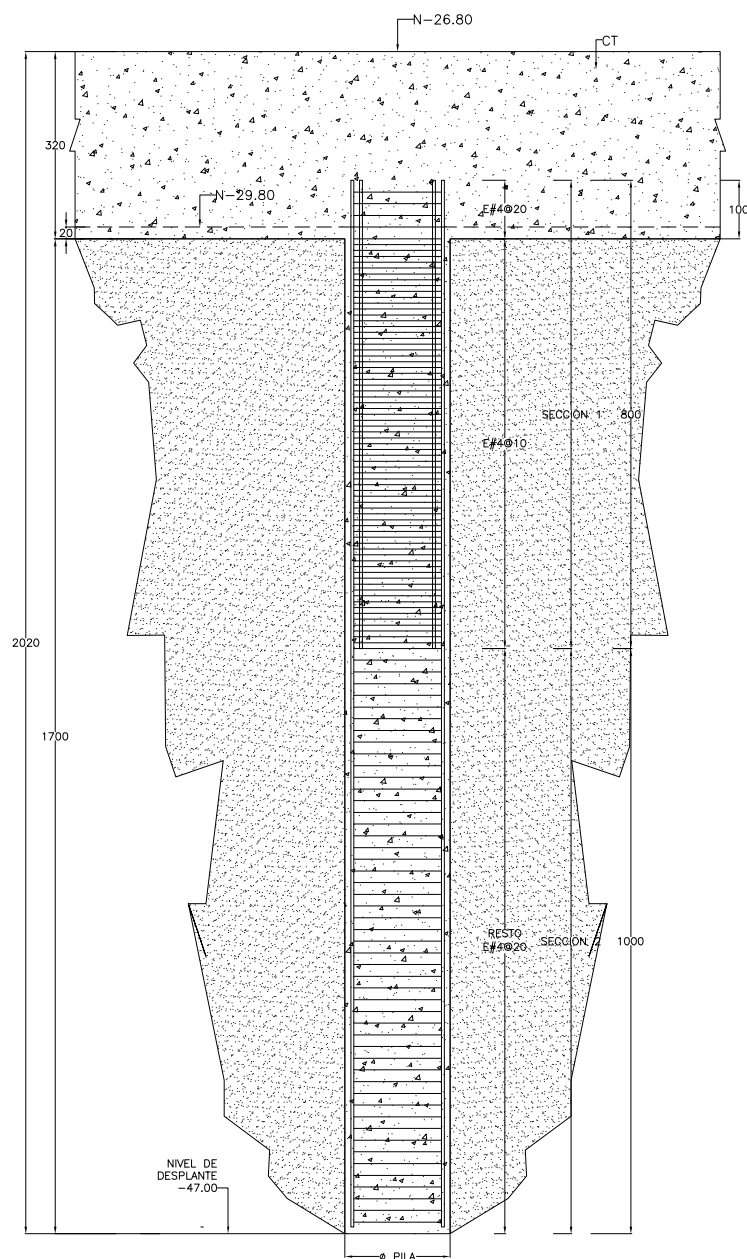
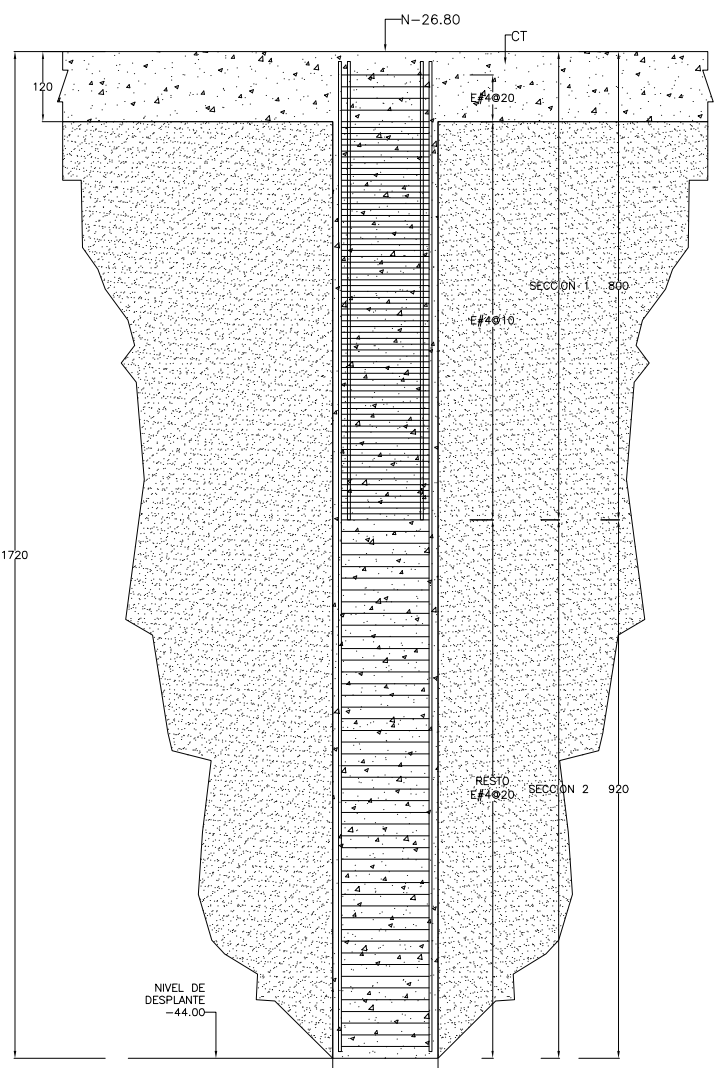
NOMENCLATURA DE PILAS



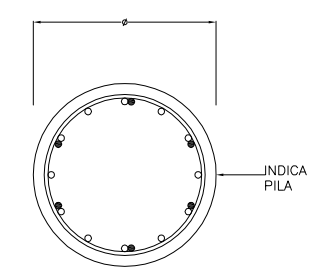
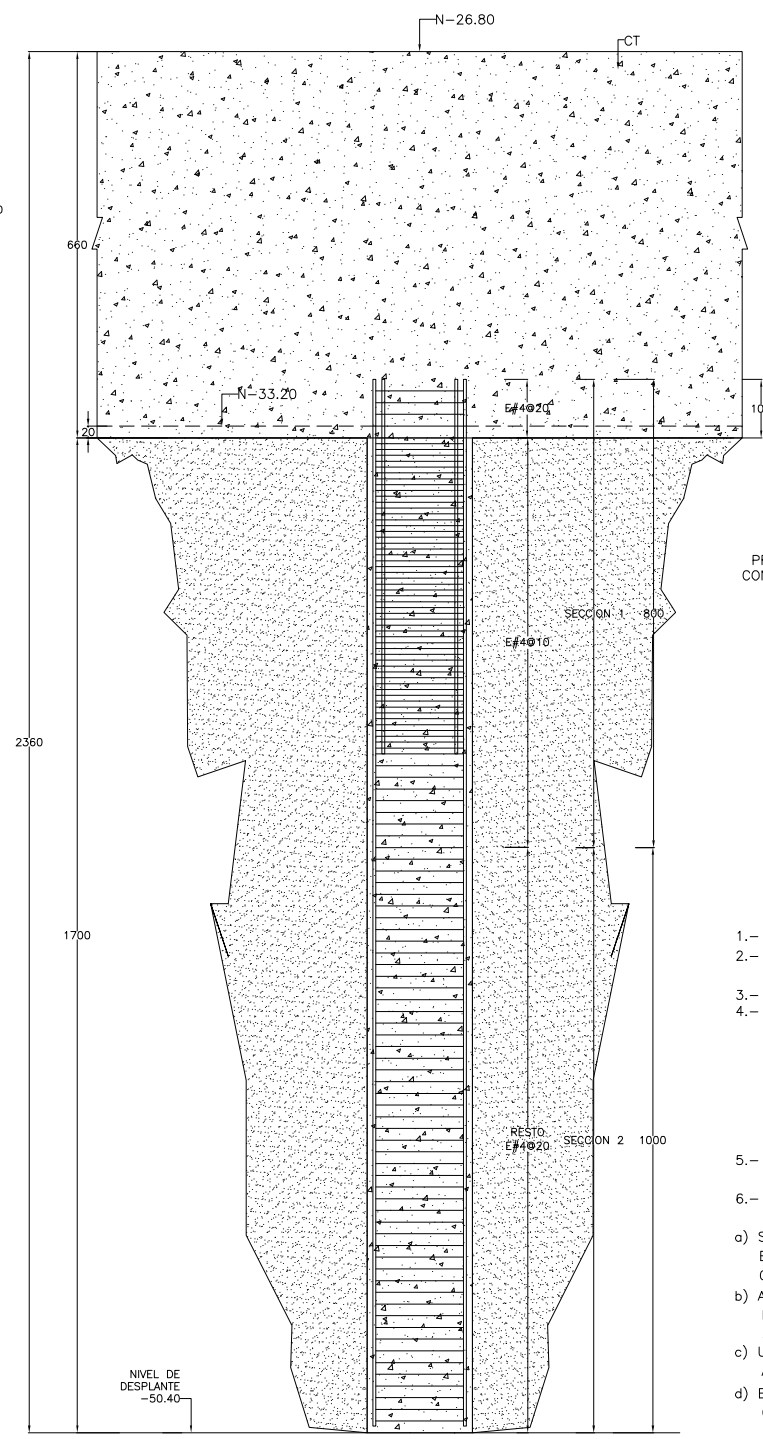
DETALLE DE ARMADO DE COLUMNA K0



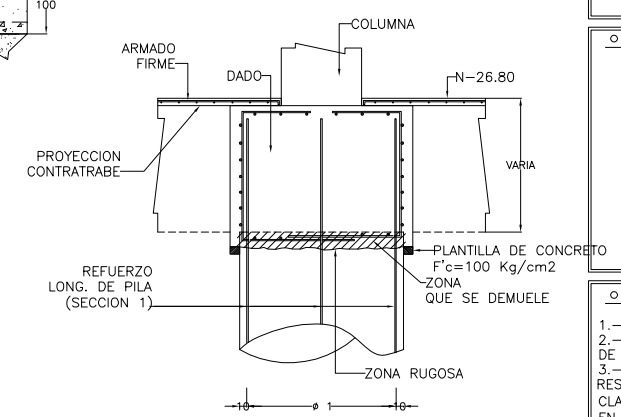
DETALLE DE COLOCACION DE REFUERZO EN FIRME



DETALLE TIPICO DE PILA



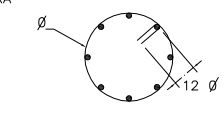
DETALLE DE PILA



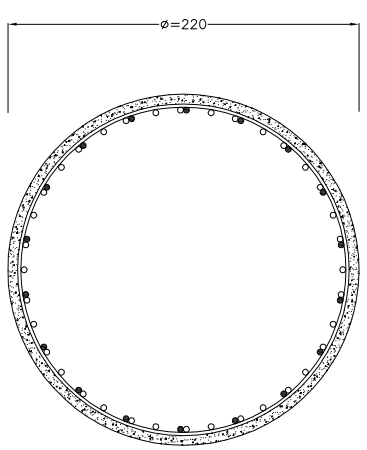
DETALLE DE ARMADO DE DADO

NOTAS

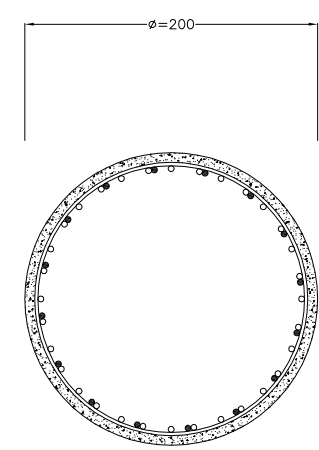
- 1.- ACOTACIONES EN CENTIMETROS Y NIVELES EN METROS
- 2.- MATERIALES CONCRETO $F'c=300\text{Kg/cm}^2$ CLASE 2 (NO ESTRUCTURAL) ACERO DE REFUERZO $Fy=4200\text{ Kg/cm}^2$
- 3.- RECUBRIMIENTOS LIBRES IGUAL A 5cm
- 4.- LOS ESTRIBOS SERAN ANILLOS CERRADOS COMO SE INDICA EN LA FIGURA



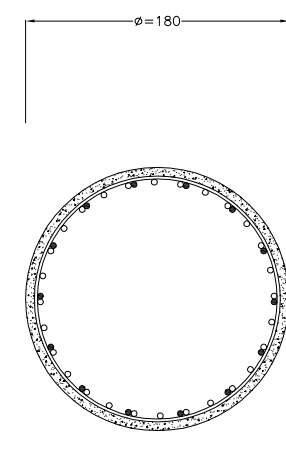
- 5.- LA LOCALIZACION DE LAS PILAS ESTA INDICADA EN LA PLANTA DE CIMENTACION
- 6.- LAS PILAS SERAN COLADAS INSITU DE ACUERDO AL SIGUIENTE PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO
 - a) SE PROCEDERA A PERFORAR HASTA LA PROFUNDIDAD INDICADA POR EL ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS CON UN DIAMETRO DE 10cm. MAYOR QUE EL FUSTE DE PILA (Ø \neq)
 - b) A CONTINUACION SE PROCEDE A EXCAVAR LA CAVIDAD PARA ALOJAR LA CAMPANA DANDOLE LA FORMA CONICA CUIDANDO LOS TALUDES A MEDIDA QUE SE EXCAVE
 - c) UNA VEZ EXCAVADA LA CAMPANA SE PROCEDERA A COLOCAR EL ARMADO CENTRADO Y REMATADO EN EL DADO.
 - d) EL COLADO DE LA PILA SE EFECTUARA CON UN PROCEDIMIENTO QUE GARANTICE EL COLADO DE LA PILA Y EL FUSTE. POR OTRA PARTE EL SUMINISTRO DEL CONCRETO SERA CONTINUO EVITANDO JUNTAS FRIAS.
 - e) TANTO LA PROFUNDIDAD DE LA PILA COMO LA LIMPIEZA DE LA MISMA DEBERA SUPERVISARSE.
- 7.- VER NOTAS GENERALES EN PLANO E-201
- 8.- SI EXISTE ALGUNA DUDA PARA LA INTERPRETACION DE ESTE PLANO POR FAVOR CONSULTARLO CON EL CALCULISTA.



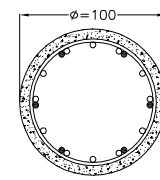
36#8 o +18#8 ●



32#8 o +16#8 ●



28#8 o +14#8 ●



12#8 o +6#8 ●

DETALLE DE COLOACCION DE ARMADO DE PILAS

TIPO	Ø(cm) PILA	ARMADO	
		SECCION 1	SECCION 2
P 1	220	36#8 +18#8	36#8
P 2	200	32#8 +16#8	32#8
P 3	180	28#8 +14#8	28#8
P 4	100	12#8 +6#8	12#8

TABLA DE ARMADO DE PILAS

○ DIRECCION AVINSURGENTES SUR 1647
SAN JOSE INSURGENTES DELEG. BENITO JUAREZ 03900, MEXICO D.F.

○ CROQUIS DE LOCALIZACION

○ NOTAS

- 1.- ACOTACIONES EN CENTIMETROS
- 2.- REGIRAN NIVELES Y ACOTACIONES DE PLANOS ARQUITECTONICOS
- 3.- SE USARA CONCRETO CON UNA RESISTENCIA DE $F'c=400\text{ Kg/cm}^2$ CLASE 2 (NO ESTRUCTURAL) EN PILAS
- 4.- SE USARA ACERO CON UNA RESISTENCIA DE $Fy=4,200\text{ Kg/cm}^2$
- 5.- NO TOMAR MEDIDAS A ESCALA DEL PLANO
- 6.- TRAZAR CON PLANOS ARQUITECTONICOS
- 7.- TIEMPOS DE DESMOLDADOS

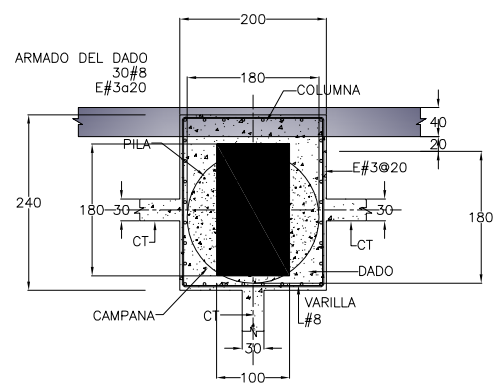
COSTADOS	FONDOS	
CONCRETO R.R	24hrs.	72hrs.
CONCRETO NORMAL	48hrs.	7días
- 8.- SI EXISTE ALGUNA DUDA PARA LA INTERPRETACION DE ESTE PLANO POR FAVOR CONSULTARLO CON EL CALCULISTA.

DIBUJO: DRG:
ESCALA: S/ES. FECHA: JULIO/2009

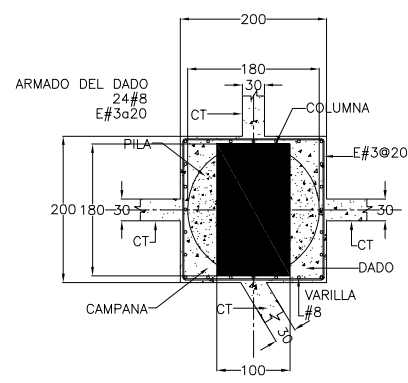
○ DESCRIPCION DEL PLANO
PLANO ESTRUCTURAL
EDIFICIO DE OFICINAS
CIMENTACION
ARMADO DE PILAS

○ CLAVE DEL PLANO

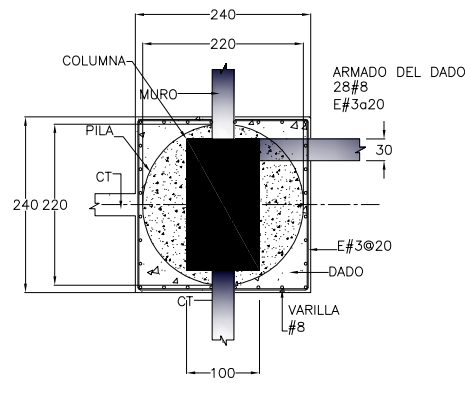
C-3



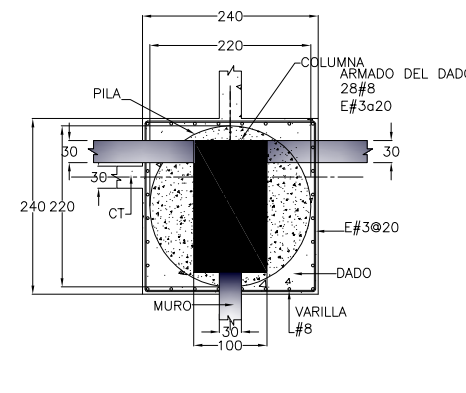
DADO D1



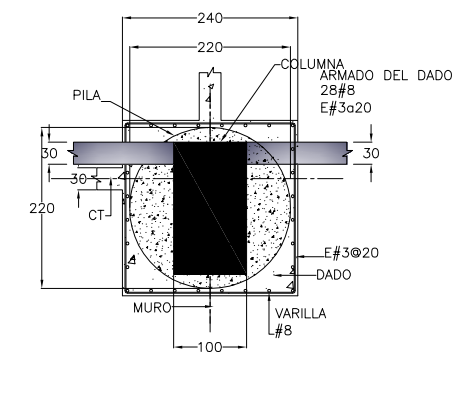
DADO D2



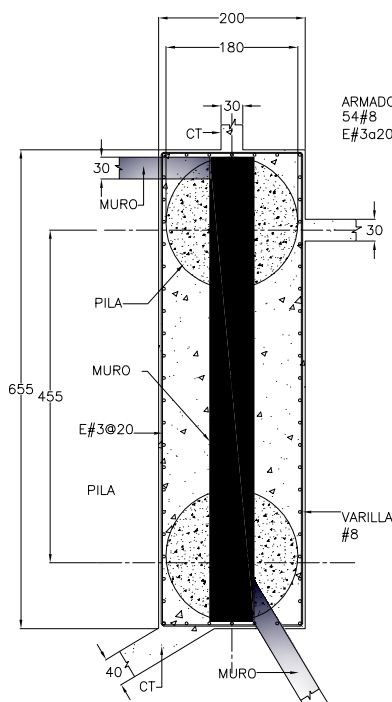
DADO D3



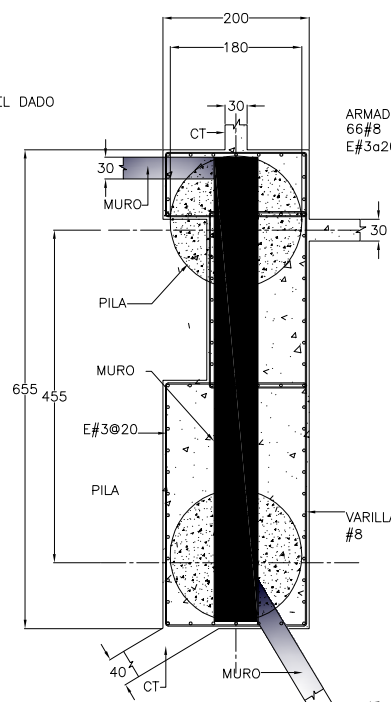
DADO D4



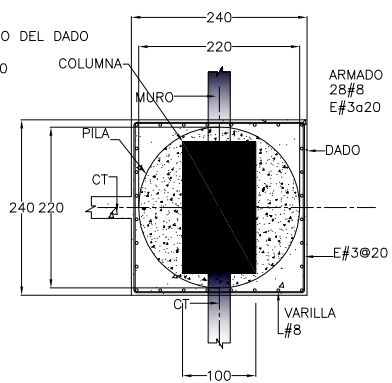
DADO D5



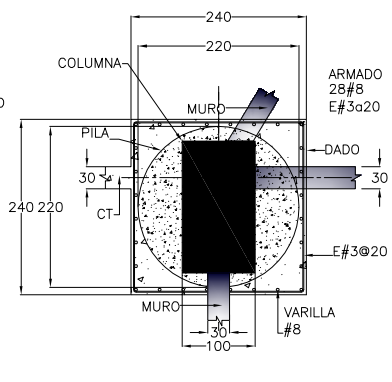
DADO D6



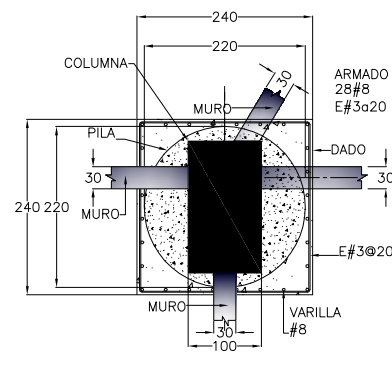
DADO D6



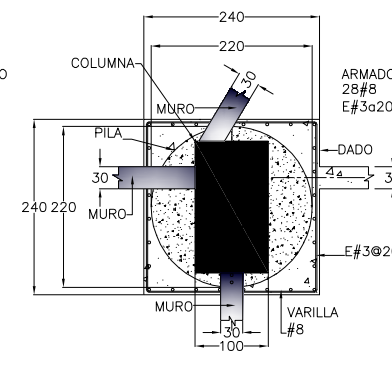
DADO D7



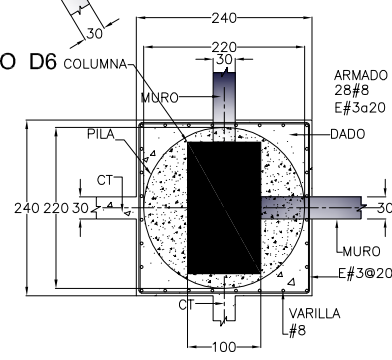
DADO D8



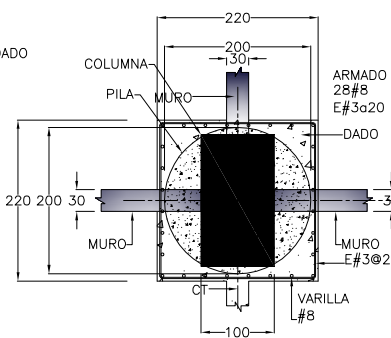
DADO D9



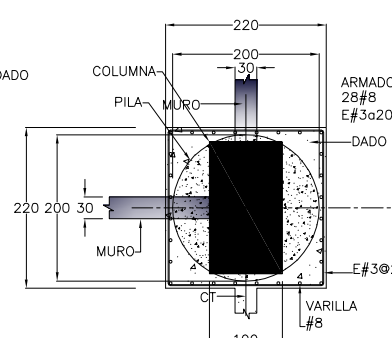
DADO D10



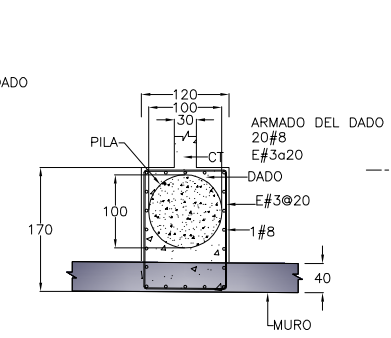
DADO D11



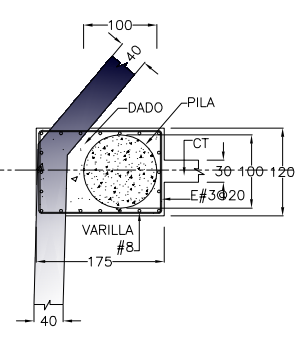
DADO D12



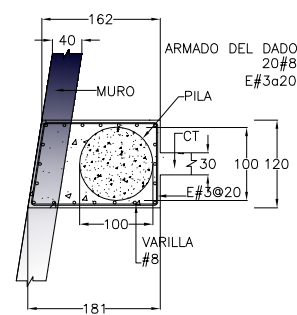
DADO D13



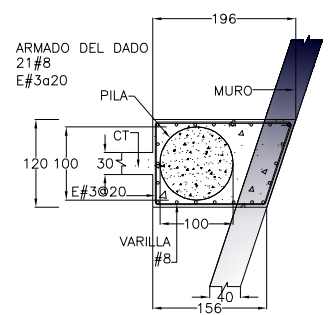
DADO D14



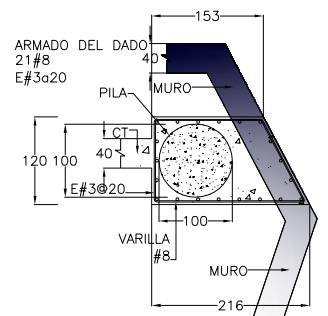
DADO D15



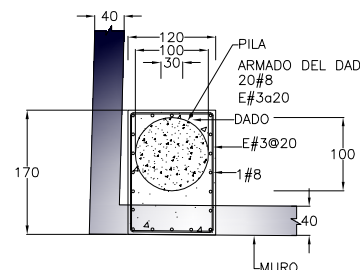
DADO D16



DADO D17



DADO D18



DADO D19

DIRECCION AV. INSURGENTES SUR 1647
SAN JOSE INSURGENTES DELEG. BENITO JUAREZ 03900, MEXICO D.F.

CROQUIS DE LOCALIZACION

NOTAS

- 1.-ACOTACIONES EN CENTIMETROS
 - 2.-REGISTRAN NIVELES Y ACOTACIONES DE PLANOS ARQUITECTONICOS
 - 3.-SE USARA CONCRETO CON UNA RESISTENCIA DE $F_c=300 \text{ Kg/cm}^2$ CLASE 2 (NO ESTRUCTURAL)
 - 4.-SE USARA ACERO CON UNA RESISTENCIA DE $F_y=4,200 \text{ Kg/cm}^2$
 - 5.-NO TOMAR MEDIDAS A ESCALA DEL PLANO
 - 6.-TRAZAR CON PLANOS ARQUITECTONICOS
 - 7.-TIEMPOS DE DESCIMBRADOS
- | | COSTADOS | FONDOS |
|-----------------|----------|--------|
| CONCRETO R.R | 24hrs. | 72hrs. |
| CONCRETO NORMAL | 48hrs. | 7días |
- 8.-SI EXISTE ALGUNA DUDA PARA LA INTERPRETACION DE ESTE PLANO POR FAVOR CONSULTARLO CON EL CALCULISTA.

DIBUJO: ESCALA: 1:50
DRO: FECHA: JULIO 2009

DESCRIPCION DEL PLANO
PLANO ESTRUCTURAL
EDIFICIO DE OFICINAS
CIMENTACION DADOS

CLAVE DEL PLANO

C-4

NIVEL TIPO	F'c=500Kg/cm2				F'c=400Kg/cm2		F'c=350Kg/cm2	F'c=300Kg/cm2			
	CIM a N-2	N-2 a N 0	N 0 a N+2	N+2 a N+4	N+4 a N+6	N+6 a N+8	N+8 a N+10	N+10 a N+12	N+12 a N+14	N+14 a N+16	N+16 a N+17
	100X180	100X160	100X140	100X120	100X100						
K 1	56#12	56#12	52#12	16#12 +22#8	8#12 +24#8	32#8	30#8	30#8	28#8	28#8	
K 2	56#12	56#12	52#12	16#12 +22#8	8#12 +20#8	28#8	26#8	26#8	24#8	20#8	20#8
K 3	28#12 +28#8	56#12	52#12	16#12 +22#8	4#12 +28#8	32#8	32#8	32#8	32#8	40#8 *	
K 4	28#12 +28#8	44#12 +12#8	44#12 +8#8	12#12 +26#8	4#12 +28#8	32#8	30#8	30#8	28#8	28#8	
K 5	28#12 +28#8	44#12 +12#8	44#12 +8#8	12#12 +26#8	4#12 +28#8	32#8	30#8	30#8	28#8	28#8	
K 6	28#12 +28#8	32#12 +24#8	32#12 +20#8	12#12 +26#8	4#12 +28#8	32#8	30#8	30#8	28#8	40#8 *	
K 7	28#12 +28#8	28#12 +28#8	26#12 +26#8	4#12 +34#8	4#12 +24#8	28#8	26#8	26#8	24#8	20#8	20#8
K 8	28#12 +28#8	28#12 +28#8	26#12 +26#8	4#12 +34#8	4#12 +28#8	32#8	30#8	30#8	28#8	28#8	

NOMENCLATURA ESTRIBOS:

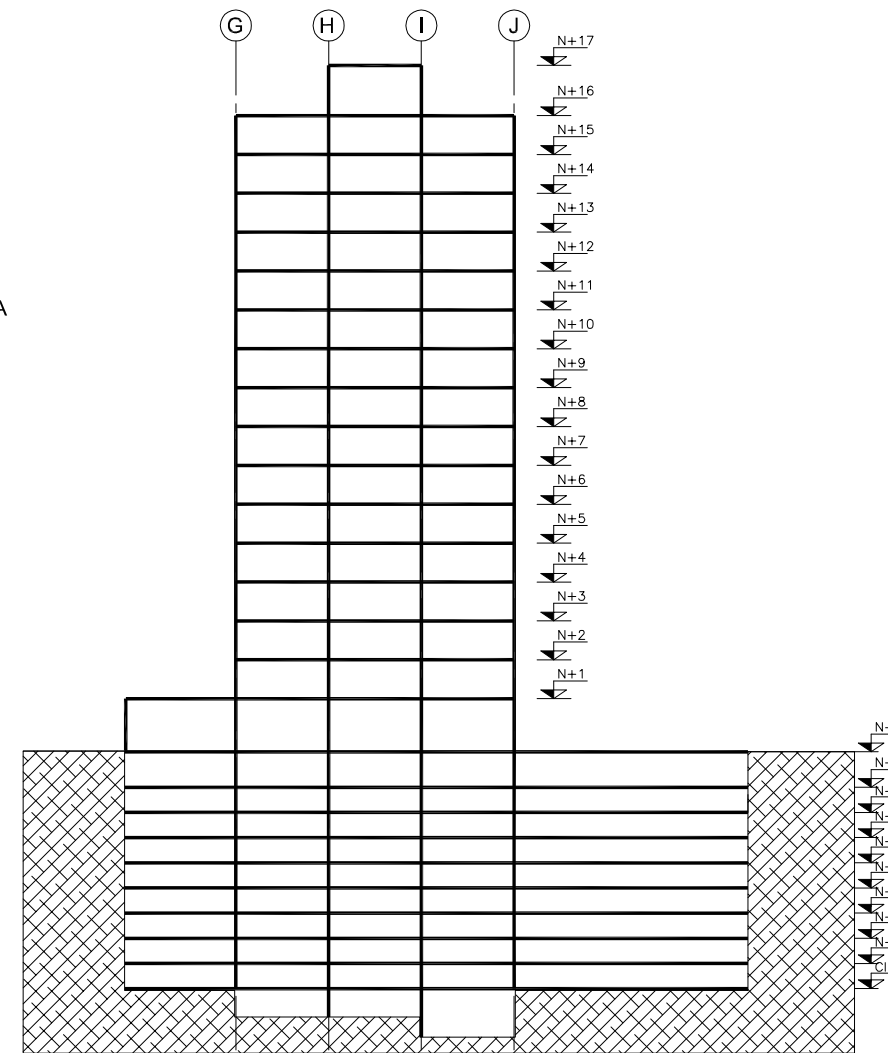
E1#3

E= INDICA ESTRIBO

1= INDICA NUMERO DE ESTRIBO

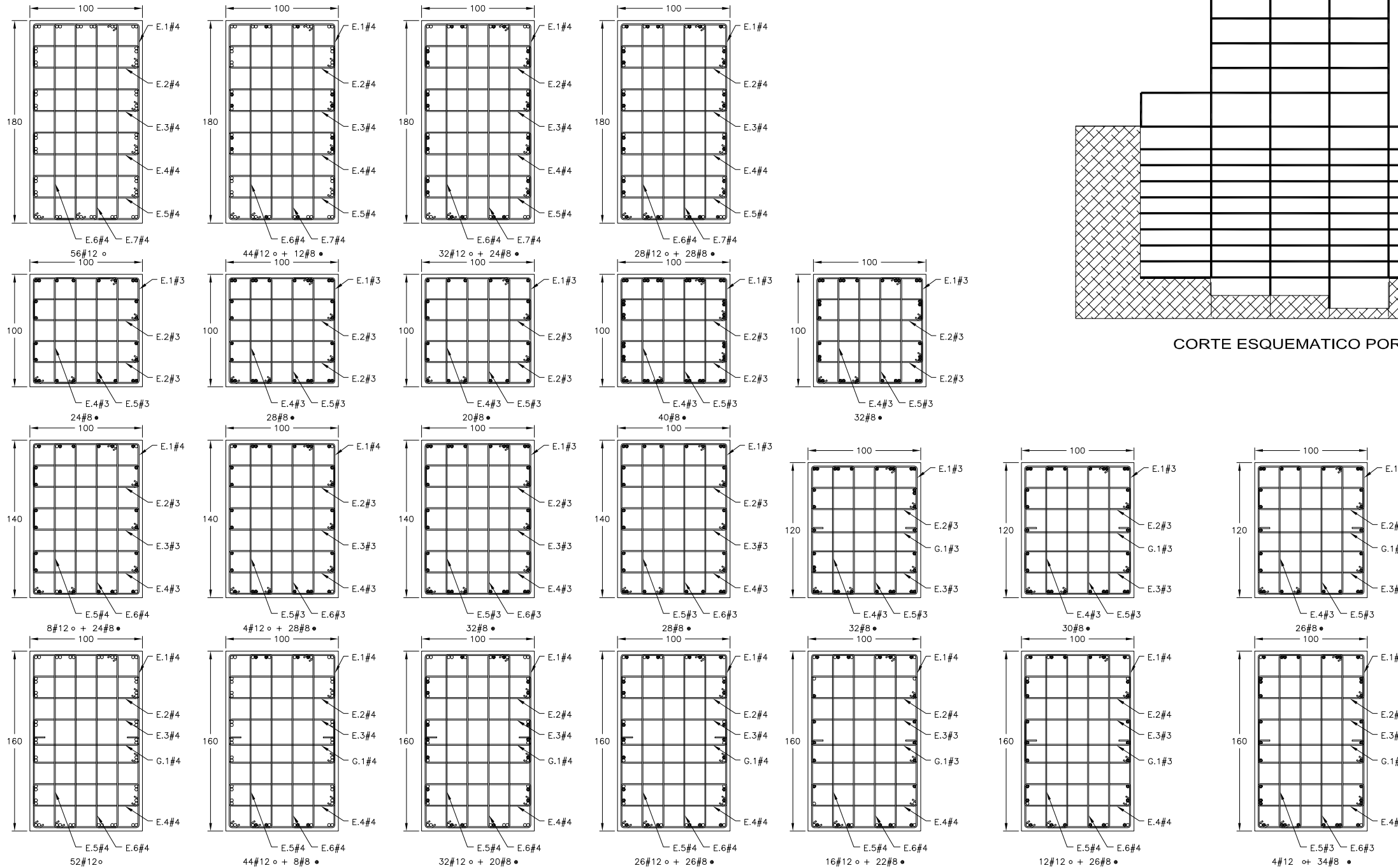
#3= INDICA DIAMETRO DE LA VARILLA DEL ESTRIBO

* = INDICA ARMADO DE COLUMNA QUE AUMENTA EN EL ULTIMO TRAMO



CORTE ESQUEMATICO POR NIVELES

TABLA DE ARMADO DE COLUMNAS



DETALLES DE COLOCACION DE VARILLAS EN COLUMNAS

DIRECCION AVINSURGENTES SUR 1647
SAN JOSE INSURGENTES DELEG. BENITO JUAREZ 03900, MEXICO D.F.

CROQUIS DE LOCALIZACION

- NOTAS
- ACOTACIONES EN CENTIMETROS
 - REGISTRAR NIVELES Y ACOTACIONES DE PLANOS ARQUITECTONICOS
 - USAR CONCRETO CON UNA RESISTENCIA (VER TABLA) CLASE 1 (ESTRUCTURAL)
 - USAR ACERO CON UNA RESISTENCIA DE $F_y=4,200 \text{ Kg/cm}^2$
 - NO TOMAR MEDIDAS A ESCALA DEL PLANO
 - TRAZAR CON PLANOS ARQUITECTONICOS
 - TIEMPOS DE DESCIMBRADOS
- | | | |
|-----------------|--------|--------|
| CONCRETO R.R | 24hrs. | 72hrs. |
| CONCRETO NORMAL | 48hrs. | 7días |

REVISIONES

FECHA	OBSERVACION
DIC./08	REVISION 1
JUNIO/09	PARA CONSTRUCCION

REVISION INTERNA

CALCULO	ING. CARLOS ALVAREZ PELAEZ
REVISO	ING. CARLOS ALVAREZ PELAEZ

DIBUJO: R.C.M. DRO:
ESCALA: S/E FECHA: JULIO/2009

DESCRIPCION DEL PLANO
PLANO ESTRUCTURAL
EDIFICIO DE OFICINAS
ARMADO DE COLUMNAS

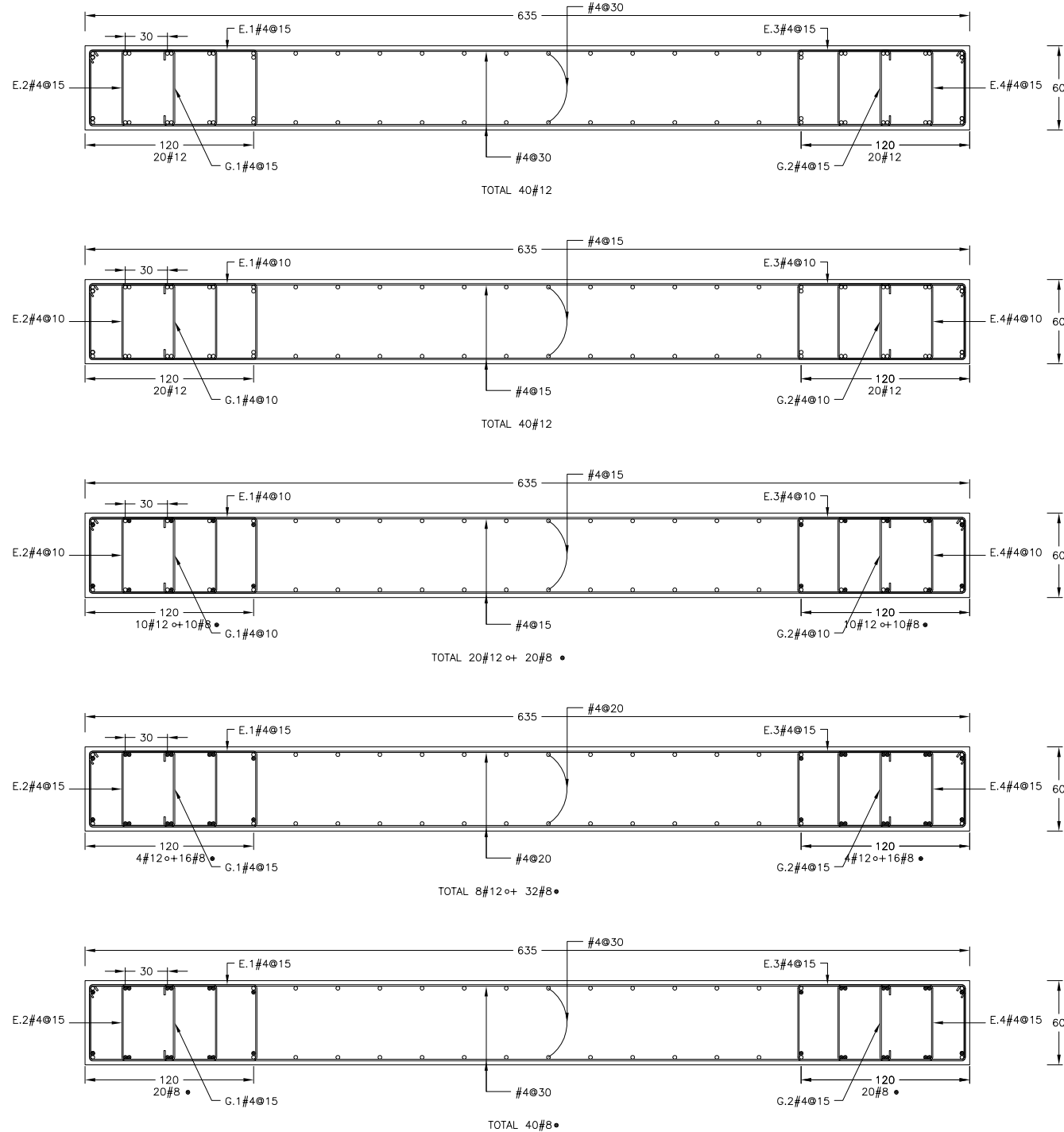
ARCHIVO DIGITAL
PRISMA_CM

CLAVE DEL PLANO
C-5

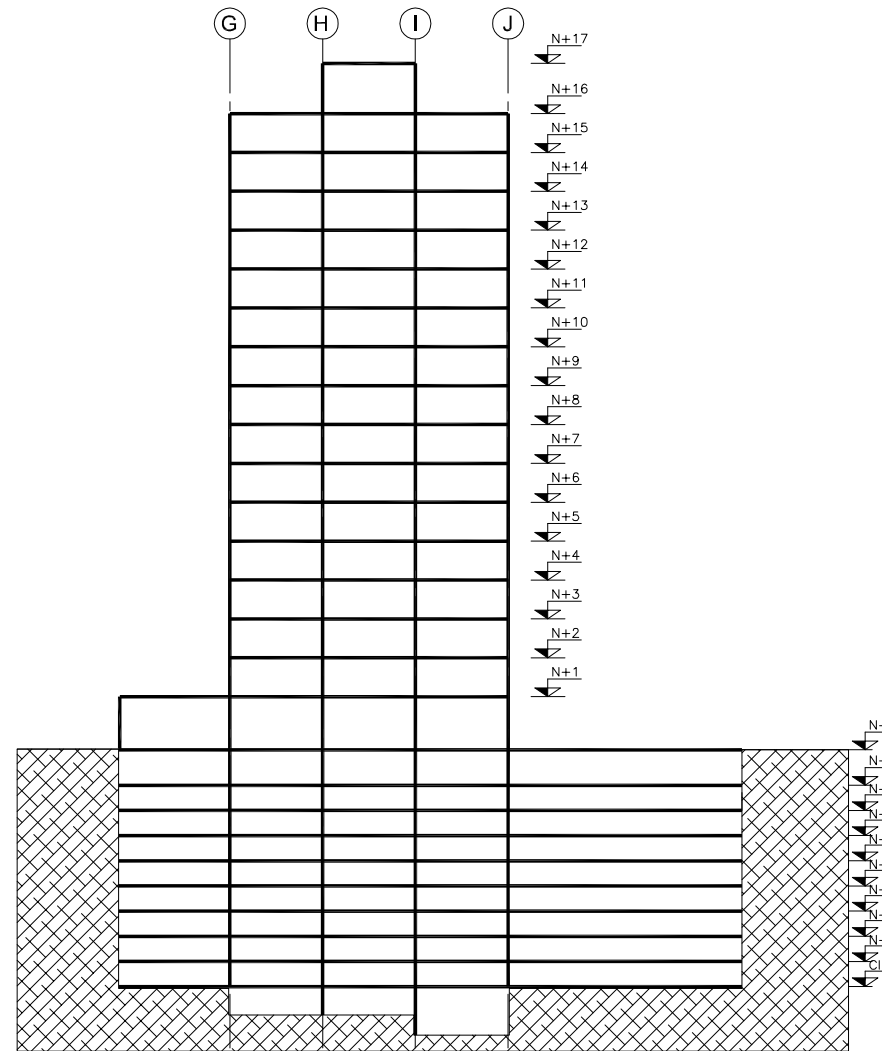
	F'c=500Kg/cm2				F'c=400Kg/cm2		F'c=350Kg/cm2		F'c=300Kg/cm2		
NIVEL TIPO	CIM a N-2	N-2 a N 0	N 0 a N+2	N+2 a N+4	N+4 a N+6	N+6 a N+8	N+8 a N+10	N+10 a N+12	N+12 a N+14	N+14 a N+16	N+16 a N+17
SECCION (cmXcm)	60X635				60X635		60X635		60X635		
M1	40#12	40#12	40#12	40#12	20#12 +20#8	20#12 +20#8	8#12 +32#8	8#12 +32#8	40#8	40#8	
	#4@30	#4@30	#4@15	#4@15	#4@15	#4@15	#4@20	#4@20	#4@30	#4@30	

TABLA DE ARMADO DE MURO M1

NOMENCLATURA ESTRIBOS:
E1#3
E= INDICA ESTRIBO
1= INDICA NUMERO DE ESTRIBO
#3= INDICA DIAMETRO DE LA VARILLA DEL ESTRIBO



DETALLES DE COLOCACION DE VARILLAS EN MUROM1



CORTE ESQUEMATICO POR NIVELES

DIRECCION AVINSURGENTES SUR 1647
SAN JOSE INSURGENTES DELEG. BENITO JUAREZ 03900, MEXICO D.F.

PROYECTO DE LOCALIZACION

NOTAS

- ACOTACIONES EN CENTIMETROS
- REGISTRAN NIVELES Y ACOTACIONES DE PLANOS ARQUITECTONICOS
- SE USARA CONCRETO CON UNA RESISTENCIA (VER TABLA) CLASE 1 (ESTRUCTURAL)
- SE USARA ACERO CON UNA RESISTENCIA DE $F_y=4,200 \text{ Kg/cm}^2$
- NO TOMAR MEDIDAS A ESCALA DEL PLANO
- TRAZAR CON PLANOS ARQUITECTONICOS
- TIEMPOS DE DESCIMBRADOS

	COSTADOS	FONDOS
CONCRETO R.R	24hrs.	72hrs.
CONCRETO NORMAL	48hrs.	7días

SI EXISTE ALGUNA DUDA PARA LA INTERPRETACION DE ESTE PLANO POR FAVOR CONSULTARLO CON EL CALCULISTA.

REVISIONES

FECHA	OBSERVACION
DIC./08	REVISION 1
JUNIO/09	PARA CONSTRUCCION

REVISION INTERNA

CALCULO	ING. CARLOS ALVAREZ PELAEZ
REVISO	ING. CARLOS ALVAREZ PELAEZ

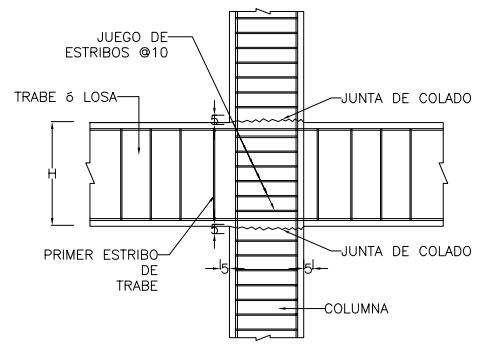
DIBUJO: R.C.M. DRO:
ESCALA: S/E FECHA: JULIO/2009

DESCRIPCION DEL PLANO
PLANO ESTRUCTURAL
EDIFICIO DE OFICINAS
ARMADO DE MURO M1

ARCHIVO DIGITAL
PRISMA_CM

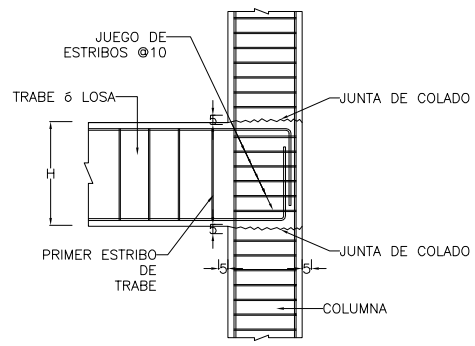
CLAVE DEL PLANO

C-5'

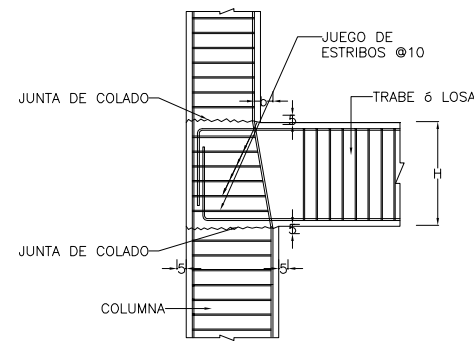


CENTRAL

CRUCE TRABE - COLUMNA

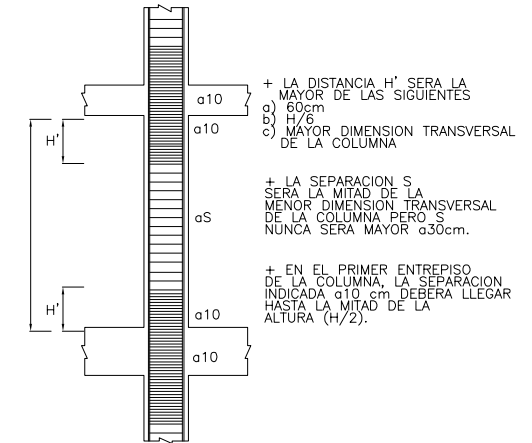
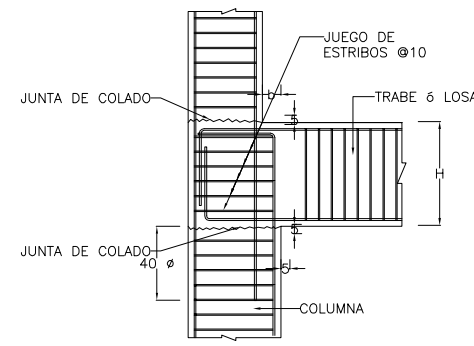


ORILLA

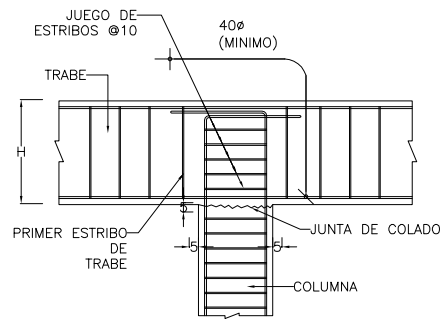


1/6 PENDIENTE MAXIMA

COLOCACION DE REFUERZO EN CAMBIO DE SECCION

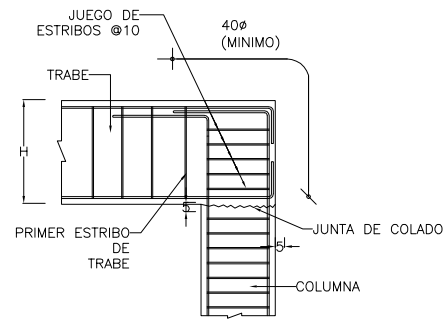


DETALLE DE SEPARACION DE ESTRIBOS EN COLUMNAS

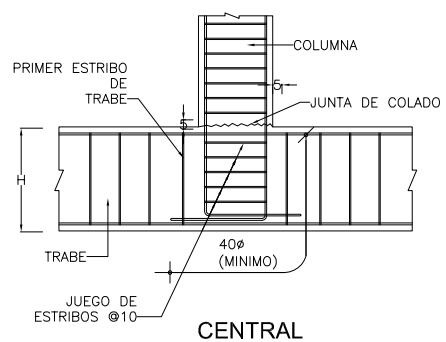


CENTRAL

REMATE DE ARMADO DE COLUMNA

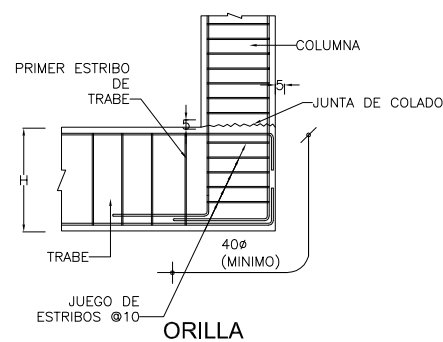


ORILLA

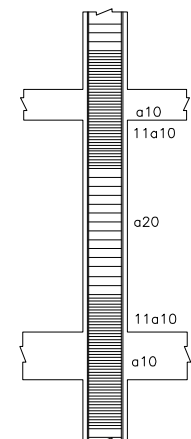


CENTRAL

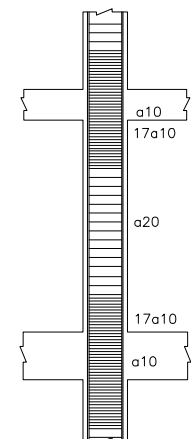
DESPLANTE DE ARMADO DE COLUMNA



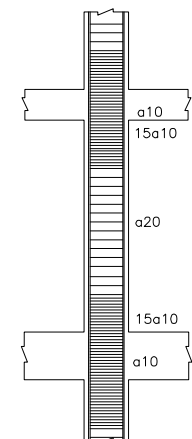
ORILLA



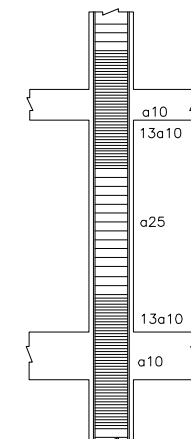
COLUMNAS 100X180



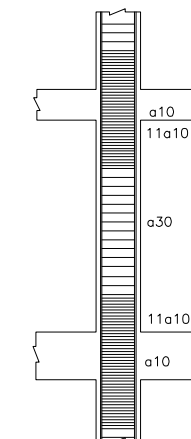
COLUMNAS 100X160



COLUMNAS 100X140



COLUMNAS 100X120



COLUMNAS 100X100

DETALLE DE SEPARACION DE ESTRIBOS EN COLUMNAS

CRUCES DE LOCALIZACION

NOTAS

- 1.-ACOTACIONES EN CENTIMETROS
- 2.-REGIRAN NIVELES Y ACOTACIONES DE PLANOS ARQUITECTONICOS
- 3.-SE USARA CONCRETO CON UNA RESISTENCIA DE (VER TABLA DE ARMADO DE COLUMNAS EN PLANO C3 CLASE 1 (ESTRUCTURAL))
- 4.-SE USARA ACERO CON UNA RESISTENCIA DE $F_y=4,200 \text{ Kg/cm}^2$
- 5.-NO TOMAR MEDIDAS A ESCALA DEL PLANO
- 6.-TRAZAR CON PLANOS ARQUITECTONICOS
- 7.-TIEMPOS DE DESCIMBRADOS

	COSTADOS	FONDOS
CONCRETO R.R	24hrs.	72hrs.
CONCRETO NORMAL	48hrs.	7días
- 8.-SI EXISTE ALGUNA DUDA PARA LA INTERPRETACION DE ESTE PLANO POR FAVOR CONSULTARLO CON EL CALCULISTA.

DEBIDO: DRD:
 ESCALA: 1:50 FECHA: JULIO/2009

DESCRIPCION DEL PLANO

PLANO ESTRUCTURAL
 EDIFICIO DE OFICINAS
 DETALLES TÍPICOS

CLAVE DEL PLANO

C-6

CONTRATRABE EJE-1

CONTRATRABE EJE-2

CONTRATRABE CT-1

CONTRATRABE EJE-4

CONTRATRABE EJE-5

CONTRATRABE EJES-A,G

CONTRATRABE EJES-B,H

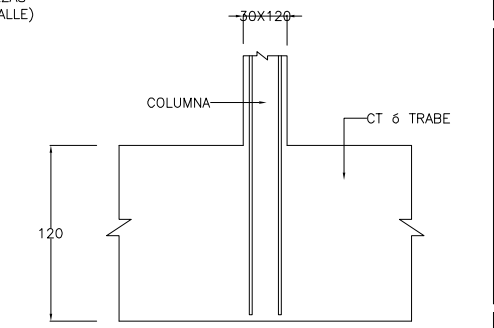
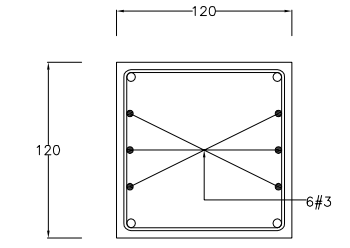
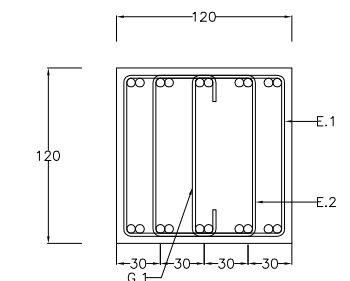
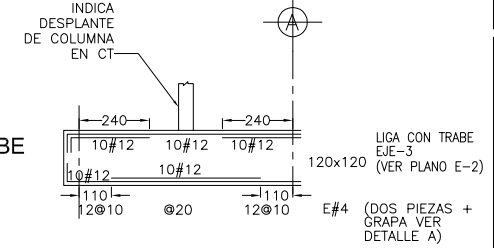
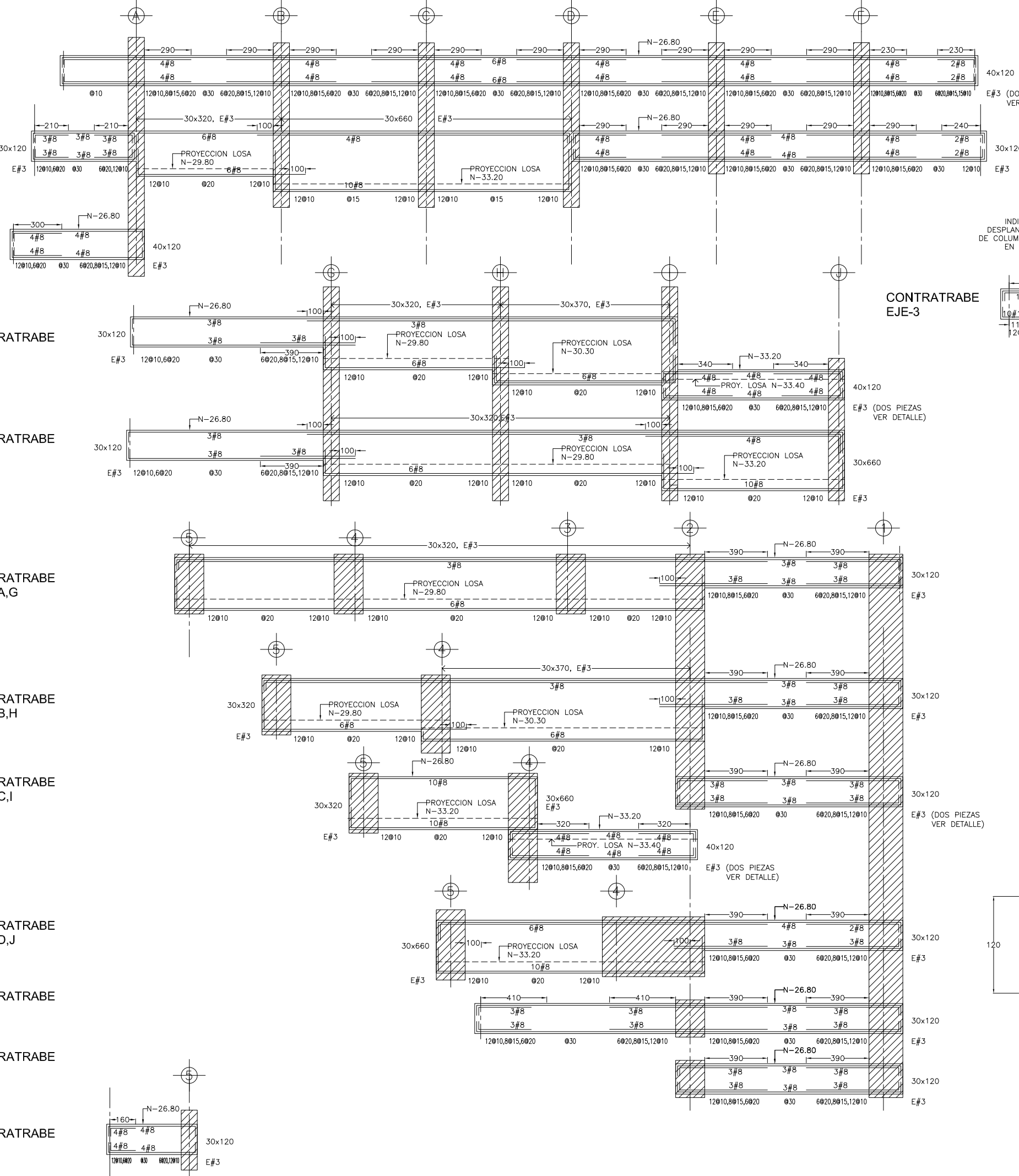
CONTRATRABE EJES-C,I

CONTRATRABE EJES-D,J

CONTRATRABE EJE-E

CONTRATRABE EJE-F

CONTRATRABE CT-2



DIRECCION AV. INSURGENTES SUR 1647
SAN JOSE INSURGENTES DELEG. BENITO JUAREZ 03900, MEXICO D.F.

CROQUIS DE LOCALIZACION

NOTAS
1.-ACOTACIONES EN CENTIMETROS
2.-REGISTRAN NIVELES Y ACOTACIONES DE PLANOS ARQUITECTONICOS
3.-SE USARA CONCRETO CON UNA RESISTENCIA DE $F_c=300$ Kg/cm² CLASE 2 (NO ESTRUCTURAL)
4.-SE USARA ACERO CON UNA RESISTENCIA DE $F_y=4,200$ Kg/cm²
5.-NO TOMAR MEDIDAS A ESCALA DEL PLANO
6.-TRAZAR CON PLANOS ARQUITECTONICOS
7.-TIEMPOS DE DESCIMBRADOS
COSTADOS FONDOS
24hrs. 72hrs.
CONCRETO R.R. 48hrs. 7días
CONCRETO NORMAL
8.-SI EXISTE ALGUNA DUDA PARA LA INTERPRETACION DE ESTE PLANO POR FAVOR CONSULTARLO CON EL CALCULISTA.

DIBUJO: M.M.V. DRO:
ESCALA: 1:125 FECHA: JULIO 2009

DESCRIPCION DEL PLANO
PLANO ESTRUCTURAL
EDIFICIO DE OFICINAS
CIMENTACION
ARMADO DE CONTRATRABES

CLAVE DEL PLANO
C-7