



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

CONSTRUCCIÓN DE UN PATIO DE FABRICACIÓN DE PLATAFORMAS
MARINAS DE USO PETROLERO, EN ALTAMIRA, TAMAULIPAS

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:
INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A

HUICOCHEA MORALES RAMSÉS OSMANI
MONTIEL CALZADILLA RAMIRO



ASESOR:
ING. CARLOS M. CHAVARRI MALDONADO



DEDICATORIA

El presente trabajo es sólo una pequeña parte de la gran riqueza espiritual e intelectual que un servidor ha adquirido durante su estancia en la Universidad. He pasado buena parte de mi vida dentro de las aulas de esta magnífica casa de estudios y me congratulo por haber pertenecido a la Facultad de Ingeniería, pero sobre todo por ser parte de la Universidad Nacional Autónoma de México.

Quiero manifestar mi más sincero agradecimiento a todas las personas que a lo largo de mi vida han tenido un lugar importante y han influido en todo lo que ahora soy. El orden en que aparezcan no es importante. Si por alguna razón olvido el nombre de alguno de mis mejores amigos, les ruego una disculpa.

Les doy un reconocimiento a todos mis profesores de toda la vida, en especial a los de la Facultad de Ingeniería. Algunos de ellos son los profesores: Ing. Luis Salmonez H., Ing. Humberto Marengo Mogollón, Pedro Martínez Pereda, Ing. Reginaldo Hernández Romero, Ing. Fernando Favela Lozoya, Carlos M. Chavarri, etcétera; quienes le dieron forma a mi perfil profesional. Por el hecho de hacerme ver a la ingeniería desde un punto de vista humano.

Agradezco desde lo más profundo de mi corazón a mi familia, que sin su apoyo y su incondicional amor no hubiera sido posible formarme una visión realista del mundo y de la vida.

Les dedico mi mejor esfuerzo a mis tíos: José Luis, Miguel, Juan, Raymundo y Martín López Morales; por sus lecciones de vida y esos momentos inolvidables. Porque me enseñaron que el temor es una ilusión, que la humildad es una virtud, porque me enseñaron a ser demasiado humano. A mis tías: Ma. De los Ángeles y Estela Rendón por sus atenciones.

A mis primos: Christian Rendón, Wendy y Adrian López de la Concha, Iván y Montserrat López Leyva; por su compañía, su alegría y su fraternidad.

A mi primo Paul Álvarez Morales por haber compartido tantos momentos de alegría en nuestra adolescencia y juventud. Por haber descubierto juntos la magia de la noche, la amistad, la música y el Rock and Roll. Por su ayuda y su buena vibra cuando más la necesité.

A mis hermanas: G. Belem De León L. y Cinthia Karina Huicochea M., por soportarme cuando vivíamos juntos y por su amor y por los días de felicidad que pasamos en nuestra infancia y adolescencia.

A mi madre, Cristina Morales por su amor infinito, porque le debo casi todo lo que ahora soy; porque con su valentía y su inteligencia saco adelante nuestra familia y nunca tuvo temor a la adversidad. Porque sin su fortaleza no hubiera sido posible haber superado tantas vicisitudes y calamidades con las que nos encontramos a lo largo de este sendero.



A mi esposa María de Jesús Corona, por su amor sincero y por su comprensión en este año y medio de estar a mi lado y por lo que nos espera juntos. Por haberme enseñado que la vida es más maravillosa cuando se tiene alguien con quien compartirla.

Y una dedicatoria muy especial a una mujer inolvidable que siempre me ayudó, a mi abuelita: "Mamá Petra" (†), que ya no está físicamente entre nosotros, pero que escucha y ve desde el firmamento. Le doy gracias por sus cuidados, sus consejos y sus hálitos de esperanza cuando los problemas parecían llegar. Por haber dado su vida por toda su familia desde sus hijos hasta sus nietos. Por haber sembrado la semilla de esta gran familia, por enseñarnos el valor de la unión y la honestidad en todo momento. Por haberme cuidado cuando fui niño y adolescente, por haberse despertado tantas noches y madrugadas para abrirnos la puerta de su casa. Por no conocer jamás el miedo. Porque la palabra rendición no existió en su mente y eso fue parte de su legado; por ser mi admiración y el modelo a seguir de nosotros tus hijos y tus nietos. Gracias por haber sido una gran mujer.

A mis amigos de toda la vida que afortunadamente han sido tantos, que sería imposible mencionarlos a todos, pero les doy las gracias por su amistad: A José Alfredo de la primaria y a Ángel, José, Librado Pérez y Rodrigo del CCH. A mis amigos de Valle de Aragón: Jonathan, y toda la flota de la jardinera de Carrizal de los Alhuales y anexas.

A mis amigos de la música: Toño y Ángel de San Juan de Aragón, a Remo de "Gran Bufalo. A: Edmundo y Fernando Ramírez y Ángel Muñoz Orozco por haber descubierto el valor de la amistad y la solidaridad.

Un reconocimiento muy especial a mis amigos de la Facultad de Ingeniería y de la Universidad:

A Manuel Rodríguez, Rodrigo, Amilcar, Alvaro, tío Miguelón, Iván Palma, Arturo, Andrea Calieri, Carlos, Reno, Valentín, Erick Melvin, José G. Nuñez, Julio H. Vite...etcétera.

A Dionisio Alberto Aguilar, Erick Zamora F., Jesús R., Antonio Espino y los que no me acuerdo... Por los buenos tiempos y los momentos inolvidables que pasamos dentro y fuera de la Universidad.

A los ingenieros Miguel Ángel Guzmán, Arturo López Fuerte y Raúl Medina de DIRAC, por darme la oportunidad de trabajar y desarrollarme en la Mecánica de suelos.

A mis nuevos amigos de DIRAC, Fernando Escobar, Juan, Martín, Gaspar, Omar etcétera, por su amistad y por compartir sus conocimientos.

A mi gran amigo, Ramiro Montiel, quien es coautor del presente trabajo, por su amistad y por la disposición para trabajar juntos.

Gracias a todos.....

Ramsés Osmani Huicochea M.



A mis padres (t) Benita y Ramiro por el apoyo, amor y cariño infinito que me brindaron a lo largo de mi formación personal y académica, espero que se sientan felices y orgullosos en donde quiera que estén por lo que he logrado y nunca les fallare.

A su memoria.

A mis queridos hermanos Ere, Mónica, Luis y Julio por el apoyo e interés que siempre me ofrecieron, además de sus sabios consejos, por no dejarme caer en los momentos difíciles que pase, por darme ánimos para seguir adelante y por confiar siempre en mi y por estar siempre unidos.

A mi sobrina y ahijada Valeria que me lleno de nuevas fuerzas y ánimos su nacimiento para seguir adelante.

A Ramsés por manifestarme su amistad y confianza para lograr en equipo el término de este trabajo que nos llena de satisfacción y orgullo.

A mis amigos Ivette, Irma Romero, Manuel Rodríguez, Ricardo Bernal, Marco Chiquito, Pedro Flores, Dionisio Aguilar y Amilcar Velásquez por su amistad y apoyo incondicional que me dieron.

Al Ingeniero Armando Trejo, al Ingeniero Carlos Díaz y al Ingeniero José G. Maturano por todos sus consejos y enseñanzas en el campo laboral.

Al Ingeniero Juan Paulín Aguirre por el tiempo, dedicación, consejos y apoyo incondicional que me brindo para realizar este trabajo.

A mi director de tesis el Ingeniero Carlos M. Chavarri Maldonado por ayudarme a concluir este trabajo, por sus consejos y por sus valiosas observaciones para mejorar esta tesis.

A la Universidad por haberme dado una formación académica invaluable.

GRACIAS!

Ramiro Montiel Calzadilla



AGRADECIMIENTOS

A la Universidad Nacional Autónoma de México, por la oportunidad de que nos dio de formarnos dentro y fuera de sus aulas.

A la Facultad de Ingeniería, y a nuestros profesores por compartir sus conocimientos y sobre todo por dejarnos un legado de calidad humana. Por ser nuestra segunda casa durante todos estos años.

Una mención especial al Ing. Carlos Manuel Chávarri Maldonado por haber aceptado ser nuestro director de tesis y por compartir sus experiencias dentro de la ingeniería y por la naciente amistad que ahora nos vincula.

Queremos darle un reconocimiento al Ing. Juan Paulín Aguirre, un gran ingeniero, pero sobre todo un gran ser humano, quien revisó y coordinó el presente trabajo, durante todo el proceso de elaboración y un agradecimiento por facilitarnos información, pero sobre todo por su valiosa asesoría y amable atención que mostró en todo momento.

A nuestros sinodales que son excelentes personas y grandes ingenieros: Pedro Martínez P., Roberto Carbajal, Agustín Deméneghi Colina y Marcos Trejo.

noviembre de 2008



"¡Que tu ideal se fortalezca tan profundamente en tu interior que nada en esta vida pueda arrebatártelo nunca!"

Albert Schweitzer (1875-1965)



INTRODUCCIÓN	2
I. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO	17
Ubicación	17
Caracterización geotécnica	19
Operación del patio	22
Estructuración del muelle y de correderas	28
II. ANÁLISIS Y DISEÑO	34
Condiciones de carga y operación	34
Estructuración del muelle	35
Correderas y cabezales	39
Mejoramiento de suelos con inclusiones rígidas	48
Prueba de carga en pila de cimentación a 1,300 t	55
III. PROCESO CONSTRUCTIVO	63
Etapas del proceso constructivo	63
Control de calidad	84
IV. CONCLUSIONES	91
BIBLIOGRAFÍA	92



INTRODUCCIÓN

La Ingeniería Civil está ligada a todo tipo de infraestructura que se requiere; con el objetivo de aprovechar los recursos naturales con que cuenta una región, una comunidad y un país; ésta ha estado directamente relacionada con el desarrollo portuario y marítimo. Esta actividad ha sido uno de los elementos de desarrollo económico en México a lo largo de más de 50 años ya que contamos con grandes extensiones de costa a lo largo del Océano Pacífico, por un lado, y por el Golfo de México del otro extremo. Así entonces la infraestructura portuaria, en México, tiene todas las diferentes áreas que se desarrollan en los puertos. Nuestro país tiene puertos comerciales, industriales y petroleros, estos últimos tienen una infraestructura compleja y muy particular que ha llevado a que se tengan diferentes estructuras dentro de los puertos con el objetivo de extraer hidrocarburos y también para exploración y diferentes actividades que se realizan en las estructuras petroleras.

El proyecto se encuentra ubicado dentro de la zona portuaria de Altamira, Tamaulipas. (Ver Figura 1).

Las plataformas marinas son estructuras que se arman en patios de fabricación (también conocidos como Yard, en inglés). Este trabajo de tesis presenta, el diseño, y el proceso constructivo que se llevó a cabo para construir un patio de fabricación de plataformas marinas en Altamira, Tamaulipas; por lo que cabe entonces aclarar qué es un patio de fabricación y qué es una plataforma marina, esto con la intención de entender la complejidad en la construcción y diseño de estos elementos estructurales.



Figura 1. Ubicación del proyecto.



Patio de fabricación.

Se tiene la siguiente definición de un patio. El patio de fabricación es básicamente una estructura fija donde se realizan la fabricación y montaje de los elementos estructurales que le dan forma a la plataforma ya terminada.

Los patios de fabricación son muelles que se construyen con el objetivo de armar y fabricar las plataformas marinas que posteriormente, serán instaladas costa afuera para ponerse en operación. En el Capítulo I se detalla e ilustra la operación del patio.

Plataformas marinas.

En este apartado, se describe la estructuración de una Plataforma marina y su operación, con el objetivo, como se mencionó anteriormente, de entender la importancia y la complejidad en la construcción de las mismas; ya que esto da una idea clara de la magnitud de cargas estáticas y dinámicas que tienen que soportar los patios de fabricación, debido a que sobre éstos se construyen las plataformas.

Para efectuar la explotación de hidrocarburos, se instalan plataformas de perforación de pozos, separación y bombeo de crudo, de enlace de ductos, para compresión de gas, habitacionales, de pre-estabilización y re-bombeo de crudo, asimismo se han construido oleoductos y gasoductos requeridos para recolección, distribución entre plataformas y el transporte del gas y aceite a tierra y boyas obtenido de la explotación.

De acuerdo con la necesidad de incrementar la producción actual de hidrocarburos y adecuar la infraestructura existente para su explotación, se instalan constantemente nuevas plataformas de perforación, producción, compresión, inyección, habitacionales, tanto en los yacimientos que se tienen en explotación, como en futuros campos.

Los trabajos de instalación de plataformas requieren de tecnología altamente especializada en la preparación de ingeniería de operaciones marinas, para dar cumplimiento en todo momento con las normas o reglamentos aplicables. Así mismo, se requiere contar con las embarcaciones, personal y equipo especializados necesarios en el desarrollo de estos trabajos.

En la siguiente páginas se muestran imágenes de plataformas marinas ya en operación, y como se puede apreciar son elementos metálicos estructurales de gran magnitud que se instalan costa afuera, en general el proceso de construcción, transporte e instalación de estos elementos tiene una metodología y una normatividad para llevarse a cabo, y es en los patios de fabricación donde se lleva a cabo la fabricación de las mismas. (Ver Figura 2).





Figura 2. Plataformas marinas en operación.

La estructura general de una plataforma está constituida por una subestructura y una superestructura. Así entonces, la subestructura se construye y se instala primero, para que sobre esta sea instalada la superestructura. A continuación se detalla el proceso:

En la siguiente imagen se puede apreciar la forma en que se soldan las partes que constituirán parte, ya sea de la subestructura o de la superestructura y los procesos subsecuentes que se dan en la fabricación de una plataforma.



Figura 3. Aplicación de soldadura manual.





Figura 4. Aplicación de soldadura automática.

Se colocan recubrimientos que sirven para proteger los elementos metálicos de la corrosión, ante la gran cantidad de sales que se encuentra presente en la atmosfera a nivel del mar, previa preparación de la superficie con Sand-Blast. También se puede colocar una protección catódica para reducir el riesgo de oxidación (ver Figura 6).



Figura 5. Aplicación de "Sand Blast" para preparación de superficie.





Figura 6. Instalación de protección catódica.

La subestructura se arma mediante elementos individuales como se ve en la siguiente Figura. Columnas y traveses de acero conforman la subestructura al ensamblarse.



Figura 7. Armado de marcos, ejes de subestructura.

Una vez armada la subestructura se levanta y sostiene mediante cables tensores. La fuerza de estos tensores es calculada mediante ecuaciones de fuerza de tensión. En la siguiente Figura se muestran las ecuaciones con las que se calcula esta fuerza.



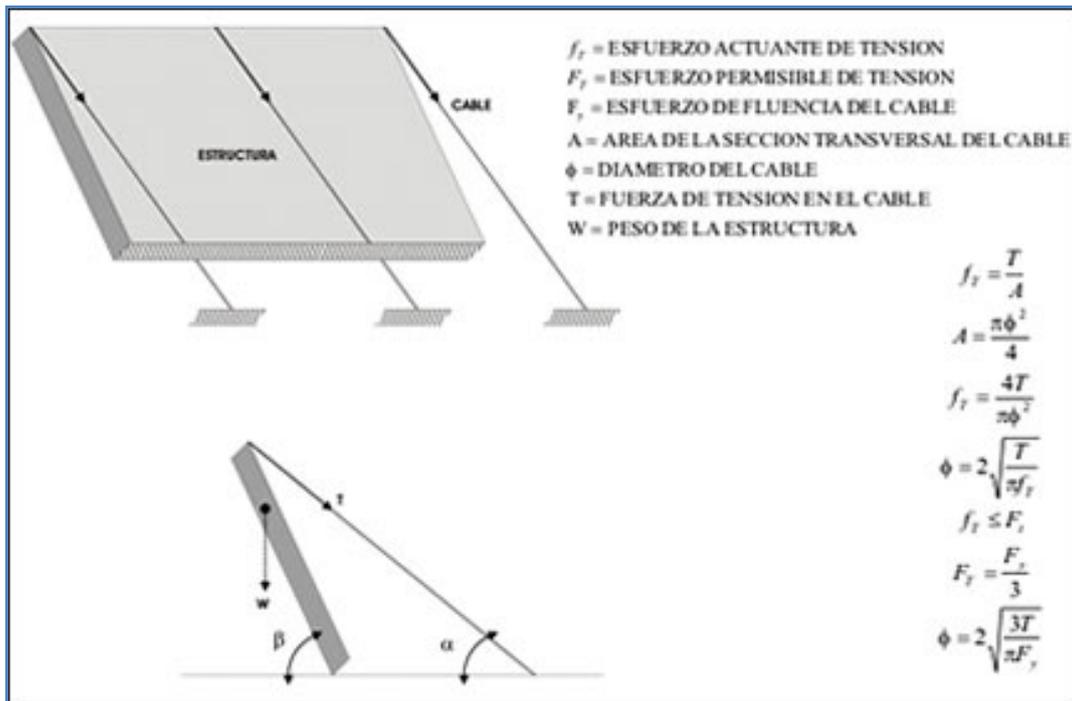


Figura 8. Ejemplo del cálculo del diámetro de cables para retenida de estructura.

Después de colocar las piezas y armar los marcos de la subestructura, se procede al izaje de la misma de manera que quede colocada y lista para la construcción de una placa que quedará en la base.



Figura 9. Izaje de marco eje de subestructura.

Se construye una placa en la base de la subestructura, esta placa sirve para desplantar la subestructura en el lecho marino. En la siguiente Figura se puede apreciar como se construye, en partes. Se van ensamblando placas hasta completar toda la base.





Figura 10. Instalación de placa para lecho marino en subestructura.

Posteriormente la estructura se retira a través de las correderas y es subida a la barcaza (chalán) que será jalada por un barco y la llevara a su sitio de colocación.



Figura 11. Subestructura lista y preparada para retirarse del patio.





Figura 12. Salida de subestructura por correderas hacia el chalán

Una vez colocada, la subestructura, en el chalán, se retira hacia altamar, mientras en otra barcaza son trasladados los pilotes de cimentación, que se hincarán dentro del lecho marino para soportar, primero la subestructura y posteriormente la superestructura. (ver Figura 13).

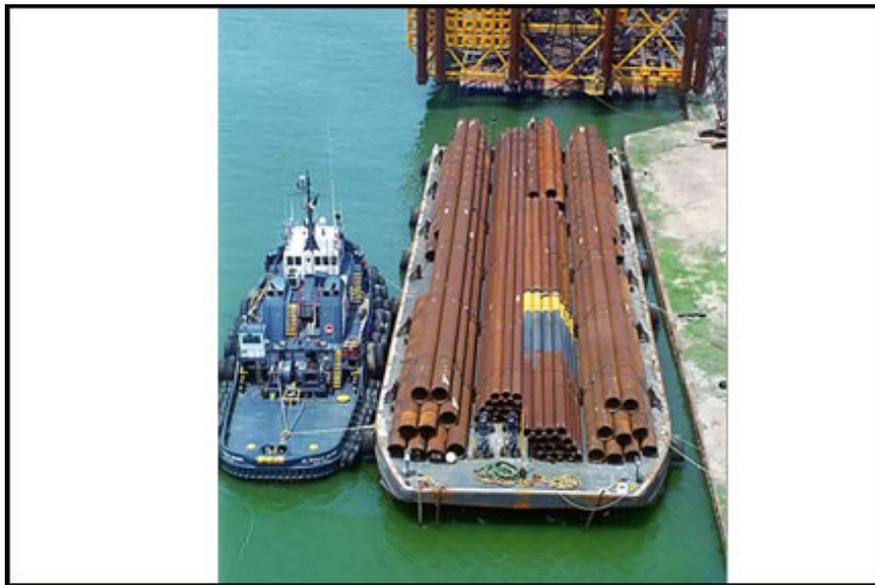


Figura 13. Pilotes cargados en cubierta de chalán.





Figura 14. Lanzamiento de subestructura al mar.

En la siguiente figura se observa la colocación de pilotes y la colocación de la subestructura en los pilotes. La subestructura se coloca mediante una grúa sobre los pilotes.



Figura 15. Recuperación de subestructura para su instalación sobre pilotes.



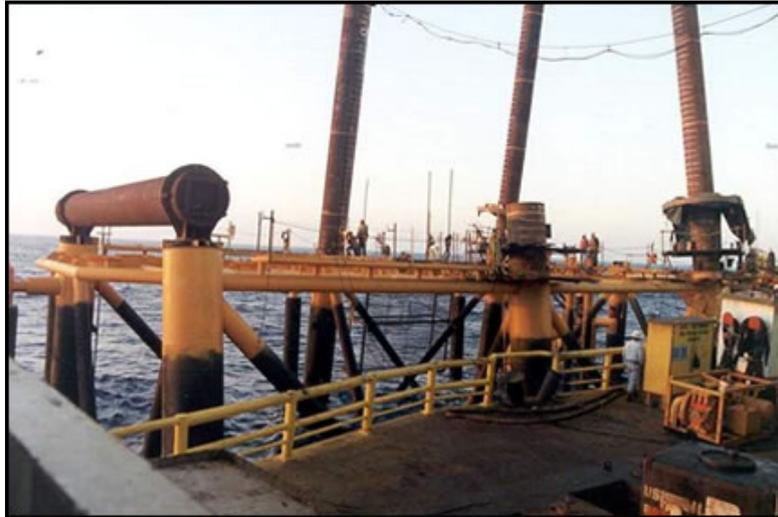


Figura 16. Instalación de pilotes.

Después de fabricar y colocar la subestructura e hincarla en pilotes, se construye la superestructura que es la parte superior que constituye una plataforma en las siguiente secuencia de imágenes veremos se puede observar el proceso de fabricación de la superestructura que es muy similar al de la subestructura.

En las siguientes figuras se muestra la construcción de columnas para superestructura, y la instalación de los conos de acoplamiento. Se observa que en casi su totalidad todos los elementos son metálicos.



Figura 17. Armado de columnas para superestructura.





Figura 18. Instalación de conos de acoplamiento.

Se coloca la cubierta inferior ya armada sobre las columnas y estas se ensamblan formando una estructura sustentable, que posteriormente será colocada sobre la estructura. Ver Figura 19 y 20.



Figura 19. Izaje de cubierta inferior para instalación de columnas.





Figura 20. Colocación en columnas.

El procedimiento constructivo de la superestructura es similar al de la subestructura, ya que se construye la superestructura, se traslada costa afuera al sitio donde ya se encuentra colocada la subestructura, y entonces se ensambla como se podrá apreciar en la secuencia fotográfica de las siguientes páginas.

Se coloca una segunda cubierta superior que se coloca mediante grúas sobre las columnas, de manera muy similar a como se situó la cubierta inferior. En la siguiente Figura se puede observar este proceso.



Figura 21. Izaje de cubierta superior para instalación en columnas.

En la siguiente imagen se aprecia la alineación del chalán con correderas para retirar la superestructura del patio y llevarla costa afuera, donde se lleva hasta el sitio donde previamente ya se hincaron pilotes y subestructura respectivamente.





Figura 22. Alineación de correderas del Chalán con correderas de patio.

Una vez montada arriba del chalán este es tirado por otra embarcación como se aprecia en la figura 24. Esta nave es la encargada de trasladar el chalán y la superestructura, obsérvese como tira del chalán. Se colocan unos cables tensores que se conectan al chalán y así trasladan estos elementos hacia su sitio de instalación.



Figura 23. Vista de superestructura en cubierta de Chalán.





Figura 24. Salida de superestructura.

Al llegar al sitio donde debe ser instalada la superestructura, ésta es retirada mediante una grúa del chalán para poderla montar sobre la subestructura. En la imagen 25 se aprecian los cables de la grúa que comienzan a levantar la superestructura.

Cables de la grúa que levantan
superestructura



chalán

Retiro de superestructura de

Figura 25. Separación de Chalán y superestructura para su instalación.

Finalmente la superestructura es montada sobre la subestructura, que a su vez está ya colocada sobre los pilotes.





Figura 26. Acoplamiento de superestructura en subestructura.

Como se pudo apreciar en las anteriores páginas el proceso de construcción de una plataforma es llevado en partes y éstas son fabricadas y armadas dentro de los patios de fabricación, en procesos generales: el primero es la fabricación de la subestructura dentro del patio, después es la colocación de pilotes en el lecho marino, donde previamente se ha diseñado su ubicación.

Posteriormente se coloca la subestructura sobre los pilotes y de manera similar se fabrica la superestructura dentro del patio, para finalmente ser llevada y montada sobre la subestructura con lo cual queda terminada la estructura de la plataforma en forma completa. Toda esta introducción y explicación básica del proceso de fabricación de plataformas se describió con el objetivo de que el lector del presente trabajo pudiera tener una mejor idea de las solicitaciones de carga dinámicas y estáticas a que se ve sometido el patio de fabricación, de esta manera se podrá comprender mejor el diseño y la solución geotécnica, estructural; así como al proceso constructivo que se le dio al patio, que es el objetivo de la presente tesis. Todos estos aspectos, ya propios de ingeniería civil, se verán a detalle en los siguientes Capítulos.



CAPÍTULO I

DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

I.1 Ubicación.

El proyecto se encuentra ubicado en el Golfo de México, en el Estado de Tamaulipas (Figura 1.1), dentro del recinto portuario del API, Altamira (Administración Portuaria Integral), en la dársena norte, la cual aún no está dragada (Figura 1.2).



Figura 1.1. Ubicación del proyecto en la república Mexicana.





Figura 1.2. Ubicación del proyecto dentro del recinto portuario, así como de proyectos cercanos usados como información complementaria.

Como se puede apreciar en la Figura anterior, el proyecto quedó ubicado en la zona de color azul, la zona punteada es la zona que fue dragada dentro del recinto portuario, con el objetivo de permitir las maniobras de las diferentes embarcaciones que operarán en la Dársena Norte.

El Puerto de Altamira es el desarrollo portuario más extenso del país y el primero en ser privatizado en 1994. Hoy día el puerto ocupa el primer lugar en el manejo de fluidos petroquímicos y es uno de los cuatro puertos más importantes de la República Mexicana.

Cuenta con un área total de 3,075 hectáreas para su desarrollo, de las cuales se destinarán 1,603 hectáreas para Terminales Marítimas, 859 para Áreas de Navegación y 613 para Litorales; en la siguiente Figura podemos ver una vista aérea del puerto de Altamira (Figura 1.3).





Figura 1.3. Vista aérea del Puerto de Altamira.

I.2 Caracterización geotécnica.

Para la caracterización geotécnica se tomaron en cuenta estudios previos, tales como el estudio de la XI Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, tomo I “*Sesión III, Nuevo Puerto Industria en Altamira, Tamaulipas.*”. En esta referencia se menciona que a la máxima profundidad estudiada (aproximadamente hasta la -35.0 m), se encontró un depósito de arcilla marina, sobre el cual descansa una barra costera constituida por coquinas con abundantes fragmentos corales –ver Figura 1.4-, fragmentos de conchas y pocos fragmentos líticos de regular a bien cementados con carbonato de calcio, arriba de este material, tenemos depósitos de arenas coquinoideas contemporáneas hacia ambos lados de la barra. Sobre estos depósitos en el lado este de la barra –ver Figura 1.5-, yacen arenas con gravillas, gravas y boleos que se formaron como una combinación de sedimentos aportados por la erosión de la barra y aporte de sedimentos costeros (es un estrato de transición), finalmente de forma superficial se tienen depósitos de arcillas de laguna marginal.

De tal manera que se aprovechó la información de estudios previos de caracterización geotécnica y con base en esta información, en el estudio de mecánica de suelos de GEOGRUPO y usando un par de estudios de mecánica de suelos realizados en la zona para TRANSUNISA y Cooper T. Smith, ver Figura 1.4 para su ubicación. Se confirma la secuencia estratigráfica en la zona de proyecto (ver tabla 1.1).



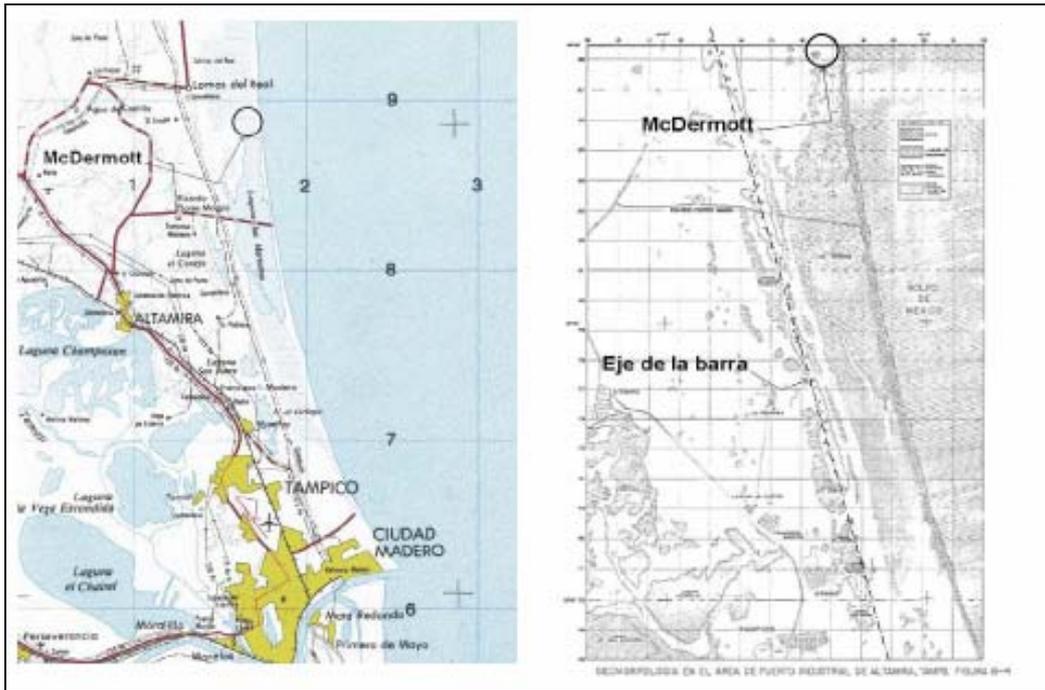


Figura 1.4. Ubicación del proyecto con respecto al eje de la barra.

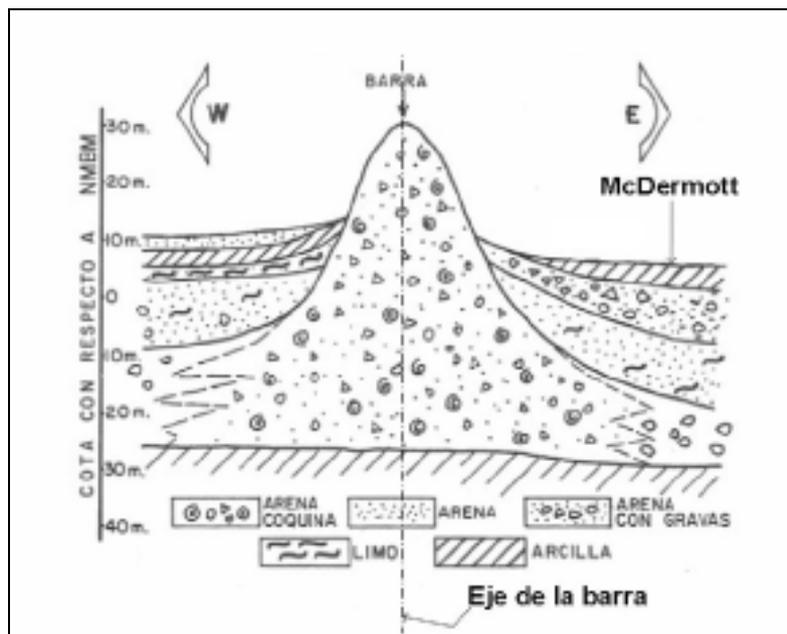


Figura 1.5. Sección geológica idealizada, perpendicular al eje de la barra.

Con base en esta información. Se confirma la siguiente secuencia estratigráfica en la zona de proyecto.



Tabla 1.1. Unidades estratigráficas de la zona del proyecto.

Unidad	Prof.i (m)	Prof.f (m)	Descripción
U1	3.5	0.0	Relleno controlado
U2 I'	0.0	-7.0	Arcilla blanda. (CH) Formada por depósitos de laguna marginal
U3, II'	-7.0	-10.0	Transición (CH) entre la capa de arcilla blanda y la capa de arena media, siendo principalmente una arcilla de firme a rígida. Presencia de arena con gravillas, gravas y boleos. Esta unidad se formó con una combinación de sedimentos aportados por la erosión de la barra y aporte de sedimentos costeros.
U4, III'	-10.0	-17.0	Arena media densa (SM) Depósitos de arenas coquinoideas contemporáneas.
U5, IV Y V'	-17.0	-22.0	Arena densa a muy densa. (GM y SM) Coquinas con abundantes fragmentos corales, fragmentos de conchas y pocos fragmentos líticos de regular a bien cementados con carbonato de calcio (posibles areniscas, o lutitas)
U6, VI'	-22.0	-----	Marga. (CH) Arcilla marina de consistencia dura, baja compresibilidad, con más de 50 golpes en la prueba de penetración estándar y un contenido de agua promedio de 22%

Parámetros para el análisis de estabilidad.

Se considera comportamiento a largo plazo, condiciones drenadas. El coeficiente de empuje en reposo k_0 , es calculado con la fórmula de Jacky, a saber: $k_0 = 1 - \text{sen}(\phi)$.

El coeficiente de empuje activo k_a , es calculado con la fórmula de Rankine. El coeficiente de empuje pasivo k_p , está dado por el ábaco de Caquot & Kérisel, con una inclinación $\alpha/\phi = -0.66$.

Tabla 1.2. Unidades estratigráficas con parámetros para el análisis de estabilidad.

Unidad	γ (kN/m^3)	ϕ ($^\circ$)	c' (kPa)	E (MPa)	k_s (kN/m^2)
U1	19.0	28	0	30	10,000
U2	17.0	20	0	5	1,500
U3	17.0	25	0	10	8,000
U4	18.0	35	0	30	20,000
U5	18.5	40	0	50	30,000
U6	20.0	15	150	50	24,000



I.3 Operación del patio.

Para entender de una mejor forma la operación del patio de fabricación, es necesario conocer las condiciones de carga y operación, así entonces, se tiene lo siguiente:
Las condiciones de carga y solicitaciones consideradas en el diseño de las estructuras se verán con detalle en el Capítulo II, análisis y diseño.

Las maniobras de operación en los patios de fabricación se llevan a cabo dentro del mismo, durante la fabricación de las plataformas, éstas se arman dentro del muelle (patio de fabricación); posteriormente al culminar la fabricación de las plataformas estas son retiradas por una barcaza que tira de la plataforma y ésta es arrastrada sobre las traveses correderas; para ser incorporada a la superficie de ésta última luego es retirada del patio de fabricación para ser llevada al sitio de colocación dentro de la superficie marina (ver Figura 1.6).



Figura 1.6. Plataforma petrolera en patio de fabricación.

En la siguiente secuencia fotográfica se puede apreciar la forma en que operan los patios de fabricación durante la construcción de las plataformas.

Se fabrican las plataformas dentro del patio y se comienza por armarla en el sitio todas las cargas bajan hacia los patines; éstos descansan y están fijos sobre las traveses correderas como se puede apreciar en la Figura 1.7.



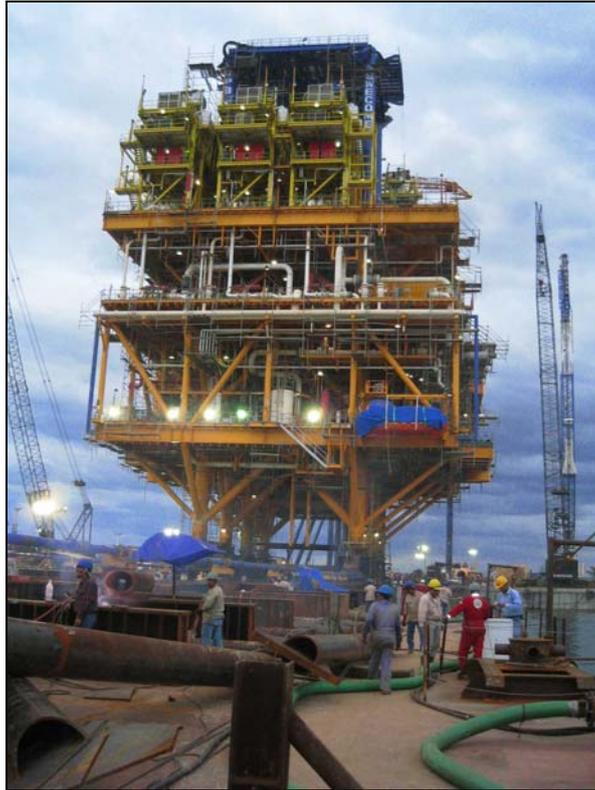


Figura 1.7. Construcción de plataforma en patio de fabricación.

Posterior a su construcción y armado de la plataforma, ésta tiene que ser arrastrada por tensores a través de las correderas hasta la barcaza que la llevará a su lugar de instalación costa afuera. En la siguiente secuencia fotográfica se puede apreciar la forma en que esto se lleva a cabo (Figura 1.8).

Como se puede apreciar en la Figura 1.8 y 1.9 en la barcaza o chalán se traslada la plataforma; el chalán, ya con la plataforma encima, es arrastrado por otra embarcación y ésta se lleva hasta el sitio donde será colocada la subestructura, también conocida como Jacket, que es la parte inferior de la plataforma. La instalación de la subestructura se lleva a cabo por otra nave grúa la cual la retira del chalán y la coloca en el sitio mediante pilotes, previamente hincados. La instalación de la superestructura, que es la parte superior de la plataforma, se lleva a cabo de manera similar a la subestructura, como se vio en el apartado anterior, donde se describe, a detalle, la construcción de una plataforma. Ésta, al terminarse de construir, es trasladada a altamar mediante el chalán y se lleva al sitio donde ya está colocada la subestructura (Jacket), y se monta sobre esta, y así queda instalada la plataforma terminada.

Esto proporciona una idea de la magnitud de cargas y esfuerzos a las que están sometidas las estructuras dentro del patio de fabricación; esto aspectos determinan la importancia de dimensionar adecuadamente todos los elementos estructurales que constituyen el muelle. En los siguientes subcapítulos se verá la estructuración de los principales elementos que constituyen la estructura global del patio.





Figura 1.8. Incorporación de plataforma a la barcaza.





Figura 1.9. colocación de la plataforma en el Jakcet o subestructura por medio de la grúa.



El hecho de que se lleven los trabajos de fabricación y armado dentro del patio de fabricación implica que, dentro del muelle, existen otras estructuras construidas donde el personal que ahí labora realiza diversas actividades, la Figura 1.10 presenta un plano donde se puede apreciar las diversas estructuras construidas dentro del patio, así como las actividades que se realizan en cada una de ellas. A continuación se presenta una lista con los nombres de las diferentes estructuras y sus números correspondientes que se localizan dentro del plano.

Tabla 1.3. Relación de estructuras y claves correspondientes en plano.

ESTRUCTURA	CLAVE EN PLANO
Comedor obreros	3'
Taller de entrenamiento de soldadores	2'
Almacén general	5'
Taller de mantenimiento	1
Taller de entrenamiento de soldadores	2
Comedor obreros	3
Acceso principal y aduana	4
Almacén general	5
Almacén de material a granel	6
Almacén de pintura	7
Caseta de vigilancia	1 <input type="checkbox"/>
Caseta de vigilancia	2 <input type="checkbox"/>
Caseta de vigilancia	3 <input type="checkbox"/>
Caseta de bombas	21
Oficinas de clientes	1
Oficinas de personal	2
Oficinas gerenciales	3
Oficinas IT	4
Servicio médico	5
Comedor administrativo	6
Oficina de construcción	7
Caseta de desechos peligrosos	18
Subestación eléctrica	19
Almacén de andamiaje	11
Área de equipo móvil	12



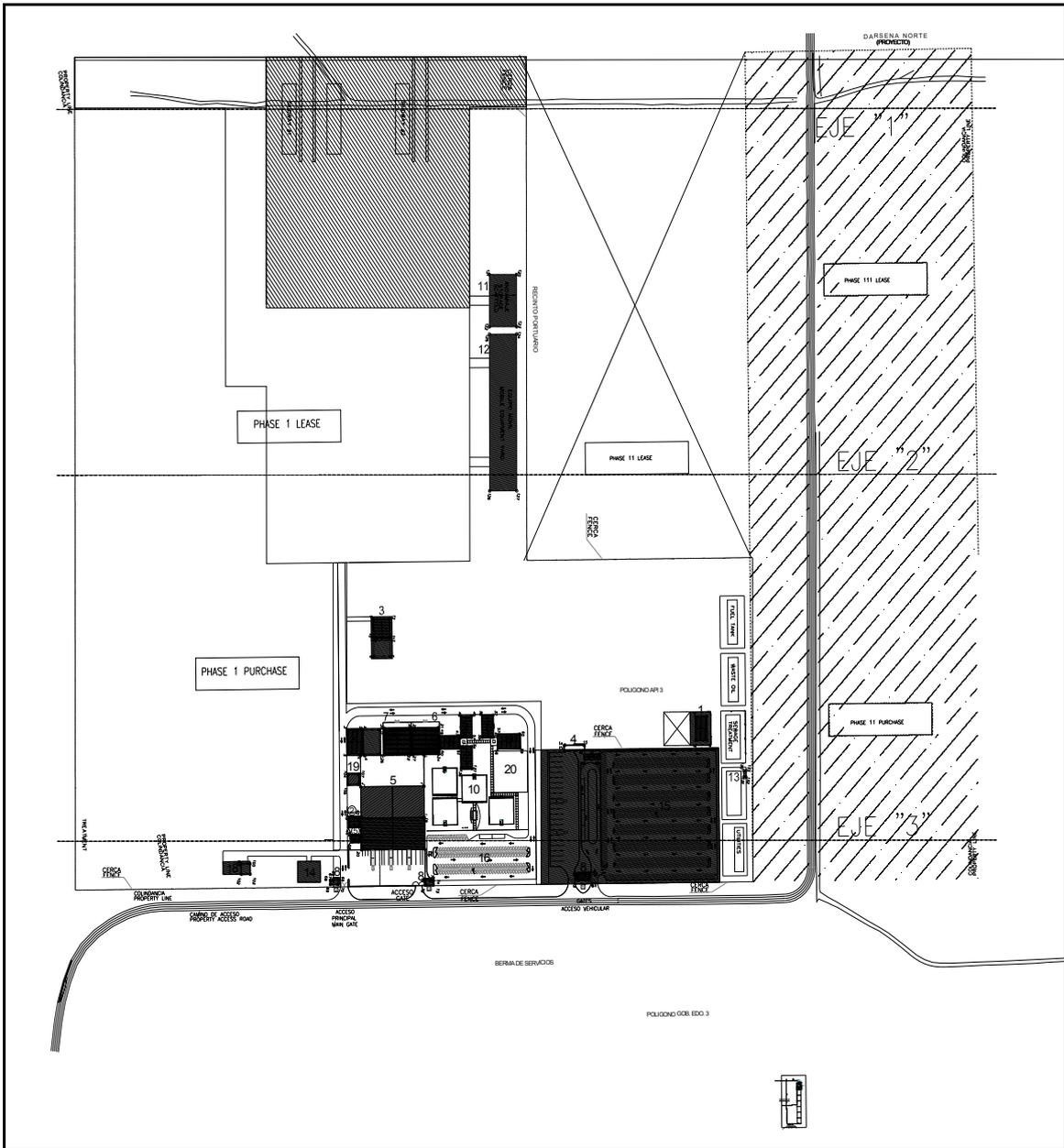


Figura 1.10. Distribución de estructuras dentro del patio de fabricación.



I.4 Estructuración del muelle y correderas.

El diseño propuesto del muelle consistió en la construcción de un muro Milán el cual tiene 1.0 m de espesor, desplantado a la -22.0 m; estabilizado por una cama de anclas de gran capacidad tipo permanentes, estas anclas se componen de 9 torones tipo 9T15, con una carga de bloqueo de 100 t, tienen una inclinación de 40° en dirección descendente con respecto a la horizontal, con 15m de longitud de bulbo y 20.65m de longitud libre. Se tienen también tubos de PVC de 4" de diámetro a cada 2.0 m, protegidos en el extremo del lado tierra con geotextil, éstos servirán para drenar -ver Figura 1.11.-

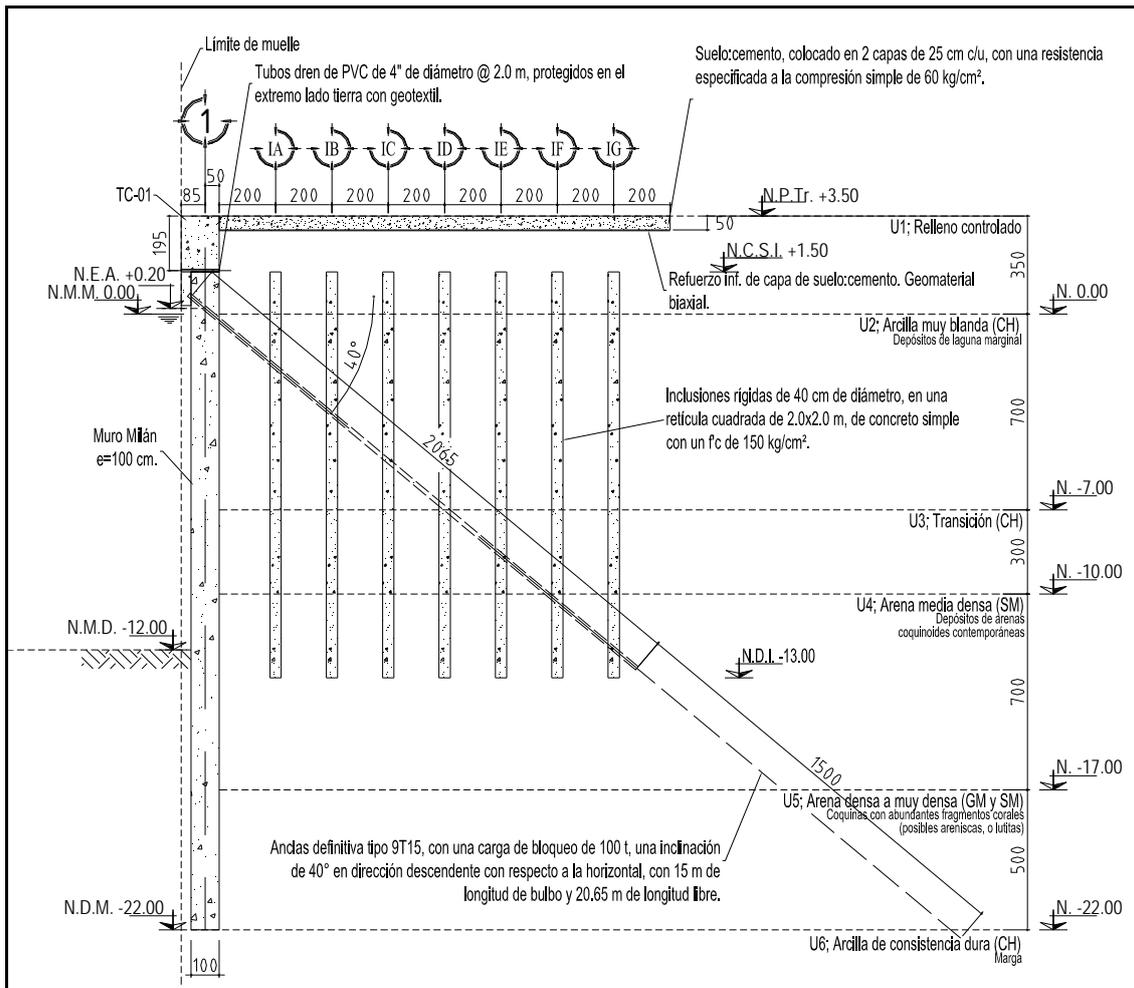


Figura 1.11. Estructuración de muro Milán.

Se propuso un mejoramiento de suelos basado en inclusiones rígidas, en el lado tierra del muro principal con una franja de 14 m, paralela al muro. El objetivo del mejoramiento de suelos, es que las cargas vivas, por la operación del muelle, no generen empujes laterales adicionales a los debidos por la masa de suelo actuando sobre el muro Milán.



El mejoramiento de suelos en el lado de tierra del muro, tiene también como objetivo evitar que los materiales arcillosos presenten un asentamiento a largo plazo por las cargas de los rellenos y con esto evitar que se altere la configuración lineal de la parte libre del anclaje –ver Figura 1.11-, el sistema de anclaje penetra hasta los estratos más duros, arena y arcilla de consistencia dura. Las inclusiones rígidas son de 40 cm de diámetro, en una retícula cuadrada de 2.0x2.0m, de concreto simple con un f'_c de 150 Kg. /cm².

Después del nivel de la capa superior de arcilla blanda que es la primera capa de suelo se colocó un relleno controlado de 3.5 m, se instaló sobre este relleno una pantalla de suelo-cemento colocado en dos capas de 25 cm c_u y resistencia a la compresión simple de 60 kg/cm². El material es el mismo de la plataforma de trabajo. Se colocó como refuerzo en su paño inferior un geomaterial biaxial con una resistencia a la tensión de 6 t/m, en servicio y última de 12 t/m como se muestra en la figura anterior.

Además del muro Milán hay otros elementos estructurales muy importantes que conforman el Muelle, los cuales son las pilas, trabe corredera y losa corredera. Dicha estructura se compone por dos marcos perpendiculares al frente de agua, con una longitud de 100 m separados entre sí 1295 m; cada marco está formado por dos secciones: la primera definida como Zona de Correderas con una longitud de 85.00 m y una segunda sección denominada Zona de Cabeceras con una longitud de 15.00 m.

La Zona de Correderas la conforman 11 pares de pilas de sección rectangular (oblongas) de 270x80 cm desplantadas a partir del nivel -20.0 m separadas @8.00 m en el sentido longitudinal y 2.30 m en el sentido transversal, las cuales son el soporte de una trabe de sección rectangular de 360x200 cm, se presenta un corte A-A, para ver la estructuración de los elementos mencionados, ver Figura 1.12.

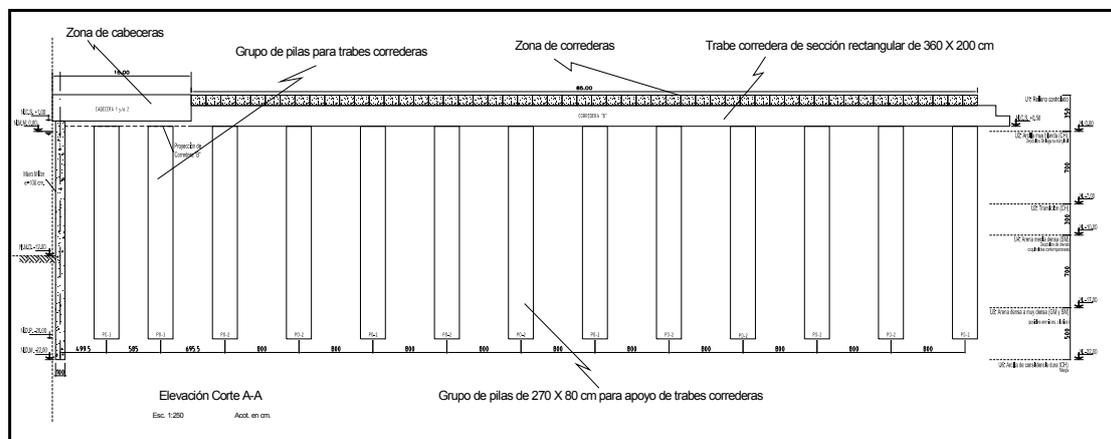


Figura 1.12. Corte longitudinal donde se muestra la estructuración de pilas y zonas de correderas y cabecera.

A la Zona de Cabeceras se le une la Zona de Correderas formada por una losa con dimensiones en planta de 15.00 x 4.30 m y un espesor de 250 cm, la cual es soportada por una sección del muro Milán del frente de agua y por dos filas de 7 pilas con la misma sección rectangular que la definida para la Zona de Correderas -ver Figura 1.13.



Ambas secciones forman parte del sistema de soporte y lanzamiento de estructuras tipo plataforma marina.

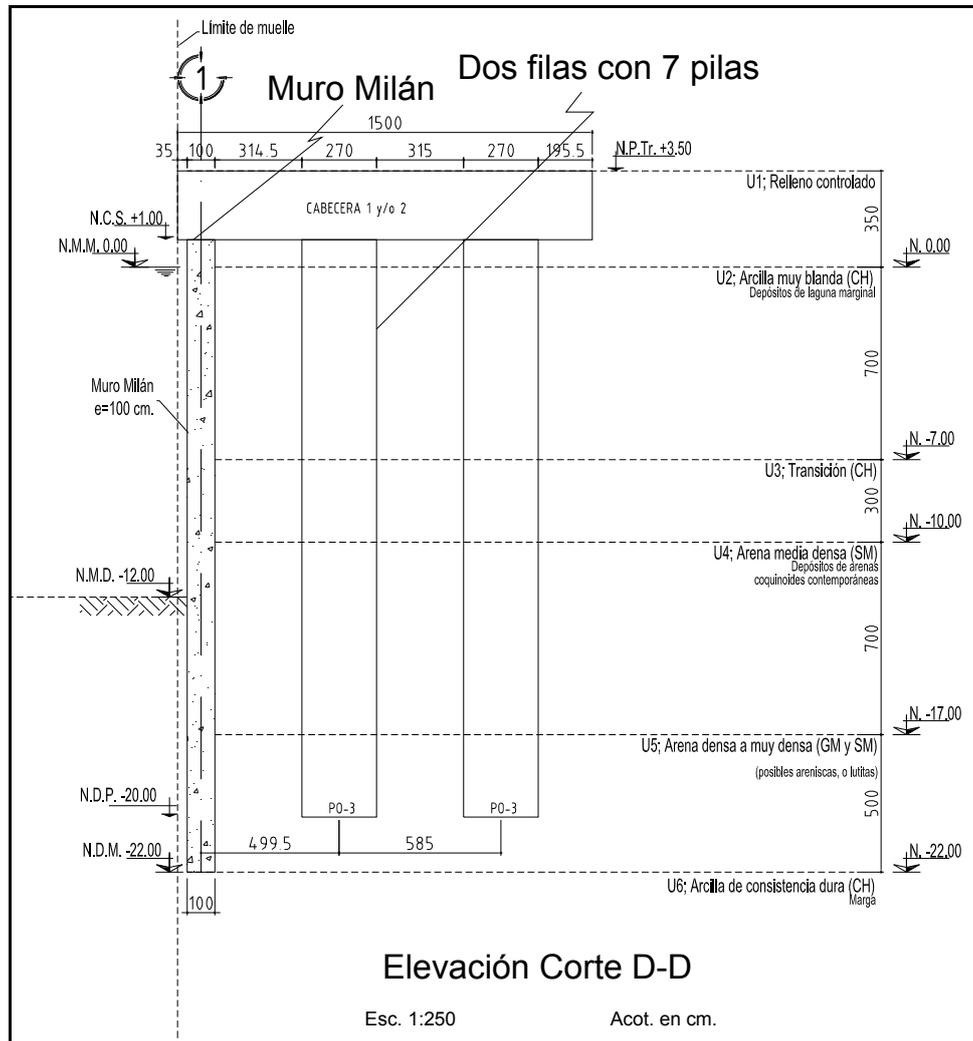


Figura 1.13. Corte longitudinal de zona de cabeceras.

En la Figura 1.14 se muestra un corte transversal de la misma zona de cabeceras cabecera donde se observa el grupo de 7 pilas donde se apoyan las mismas.



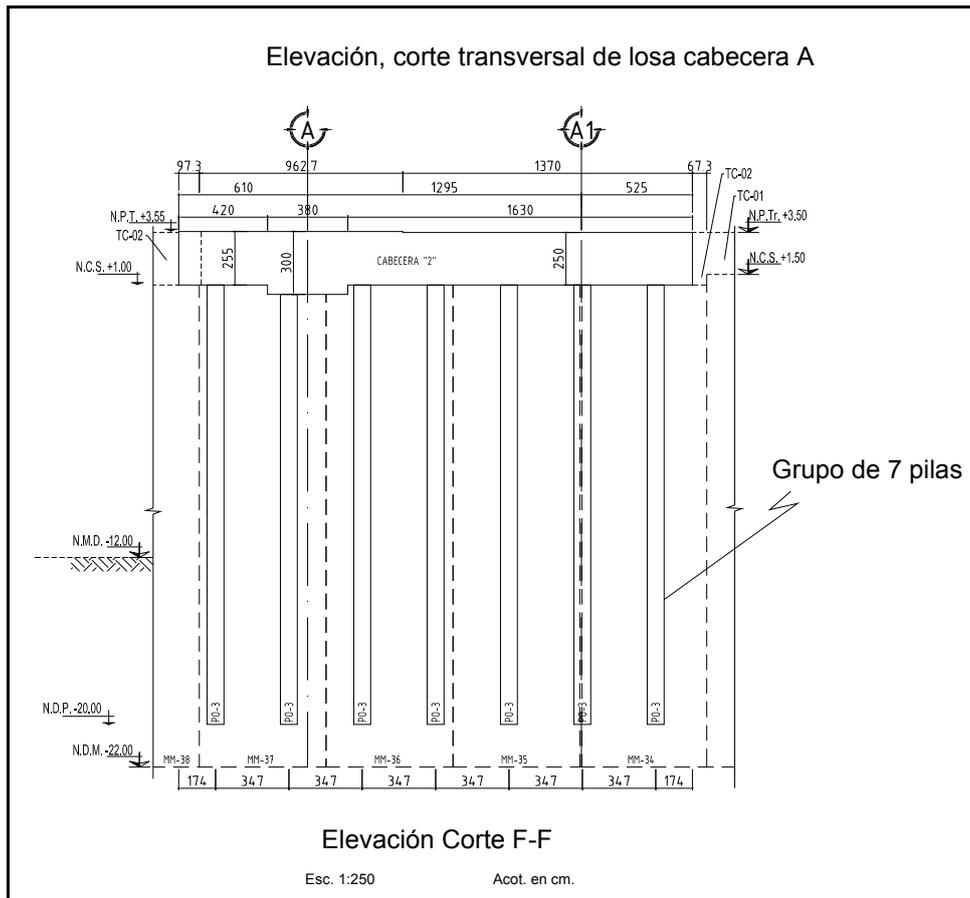


Figura 1.14. Corte transversal de losa cabecera que da hacia frente de agua.

Con respecto a la zona de correderas a continuación se muestra un corte transversal donde se puede observar la manera en que están estructuradas, dentro del muelle. La distancia horizontal entre los ejes de las correderas es de 12.95 m, la corredera B está desplazada 1 m más abajo que la corredera A y además se le colocaron bloques de concreto de sección 1m X 3.8 m para que el nivel superior de correderas sea el mismo como se puede apreciar en la Figura 1.15.



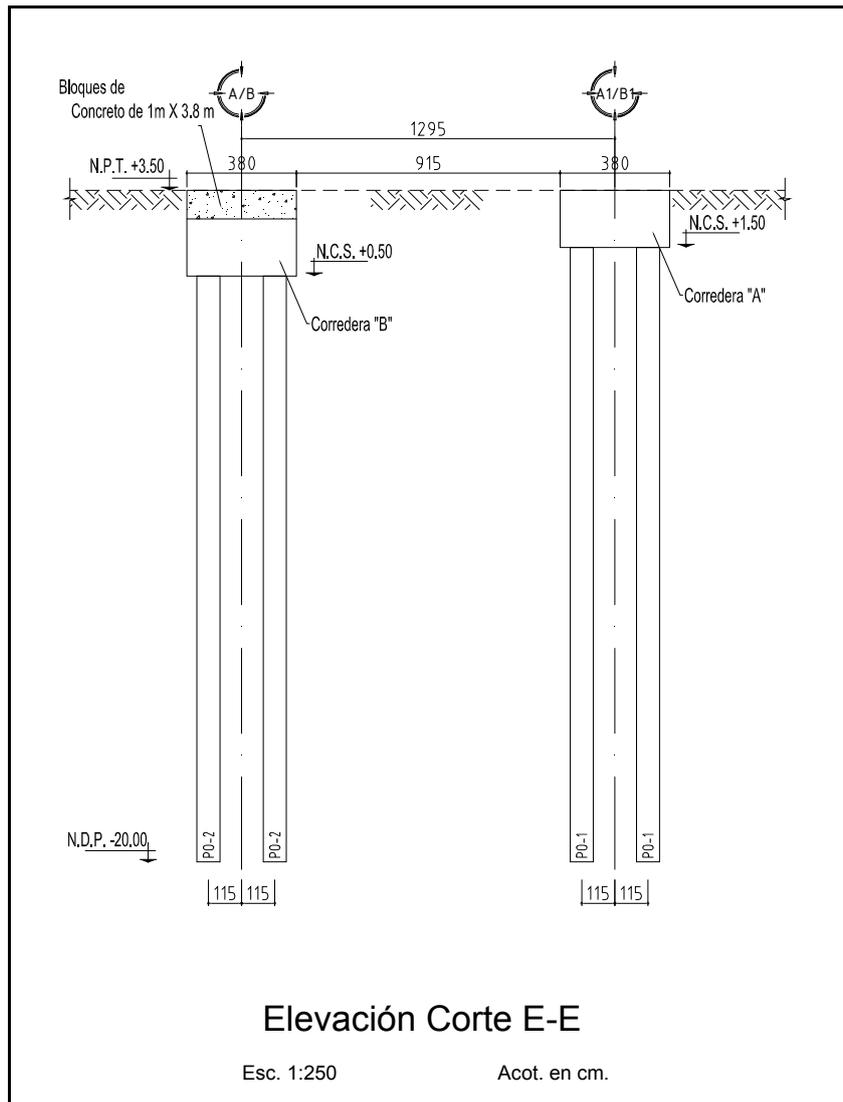


Figura 1.15. Corte transversal de traves correderas con sus pilas de cimentación.

En la siguiente Figura se muestra un esquema de la estructuración final del muelle; se muestra toda la zona de cabeceras y de correderas así como una Figura gráfica que representa la plataforma que está apoyada sobre los patines, estos son móviles y se desplazan por las traves correderas que están apoyadas sobre los 11 pares de pilas que las sostienen, por otro lado se observa la zona de cabeceras que están apoyadas sobre las dos filas de pilas y sobre el muro Milán que da al frente de agua.



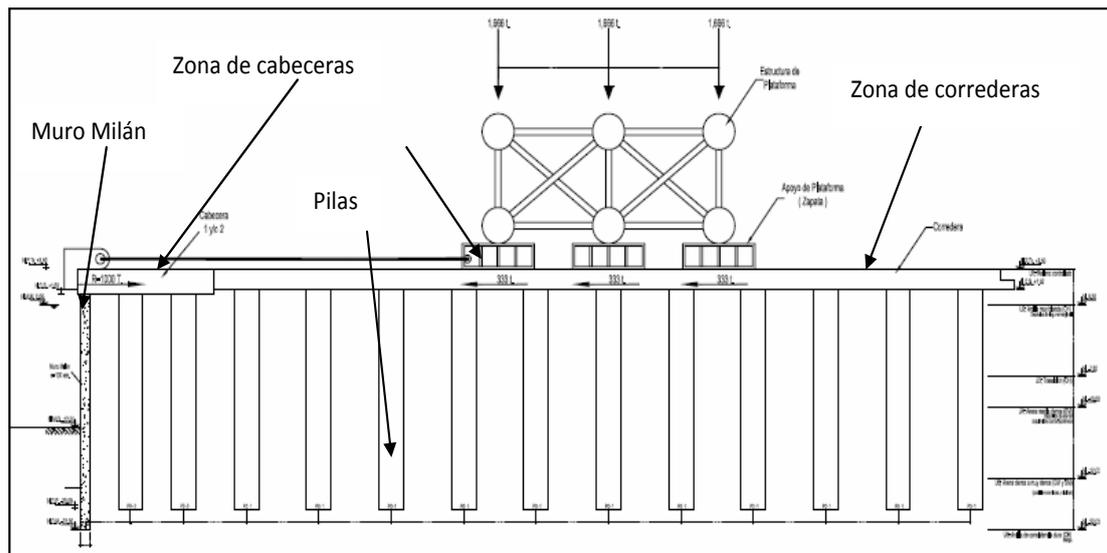


Figura 1.16. Vista completa de estructuración de muelle y patio de fabricación.

En el siguiente Capítulo se podrá observar el diseño y el análisis de los elementos estructurales aquí descritos; se verán ejemplos de algunas de las memorias de cálculo, así como el planteamiento de los elementos mecánicos actuantes y los resultados de su análisis.



Nombre de archivo: A4
Directorio: J:\TESIS\TESIS entrega oct-08\DOC
Plantilla: C:\Documents and Settings\Rohuicochea\Datos de programa\Microsoft\Plantillas\Normal.dotm
Título: CAPÍTULO I
Asunto:
Autor:
Palabras clave:
Comentarios:
Fecha de creación: 13/10/2008 23:39:00
Cambio número: 6
Guardado el: 14/10/2008 21:45:00
Guardado por: Monica
Tiempo de edición: 23 minutos
Impreso el: 17/10/2008 11:30:00
Última impresión completa
Número de páginas: 17
Número de palabras: 2,225 (aprox.)
Número de caracteres: 12,243 (aprox.)

CAPÍTULO II

ANÁLISIS Y DISEÑO

II.1 Condiciones de carga y operación.

Las condiciones de carga y solicitaciones consideradas para el diseño de las estructuras que nos ocupan, son las siguientes:

- Empujes horizontales del suelo contra el muro Milán, actuando en el frente de agua de 300 m de longitud.
- Peso de la plataforma marina: 10,000 t.
- Componente horizontal al momento del arrastre de la plataforma marina –lanzamiento-: 20% de 10,000 t = 2,000 t.
- Componente vertical sobre cabecera, al final del arrastre de la plataforma marina –lanzamiento-: 75% de 10,000 t = 7,500 t.
- Carga viva promedio para el área de contacto de las orugas, por operación de grúa tipo Manitowoc 18,000: 30 t/m². Las dimensiones en planta con base en el catálogo del fabricante se presenta en la Figura 2.1.
- Las dimensiones mínimas del zapato, por cada apoyo de la plataforma sobre las correderas y cabeceras no deberán ser menores a: 8.0 m de longitud, 1.8 m de ancho y 2.5 m de peralte. Con la rigidez suficiente para considerar que transmite en el contacto entre superficies de apoyo una presión uniforme.

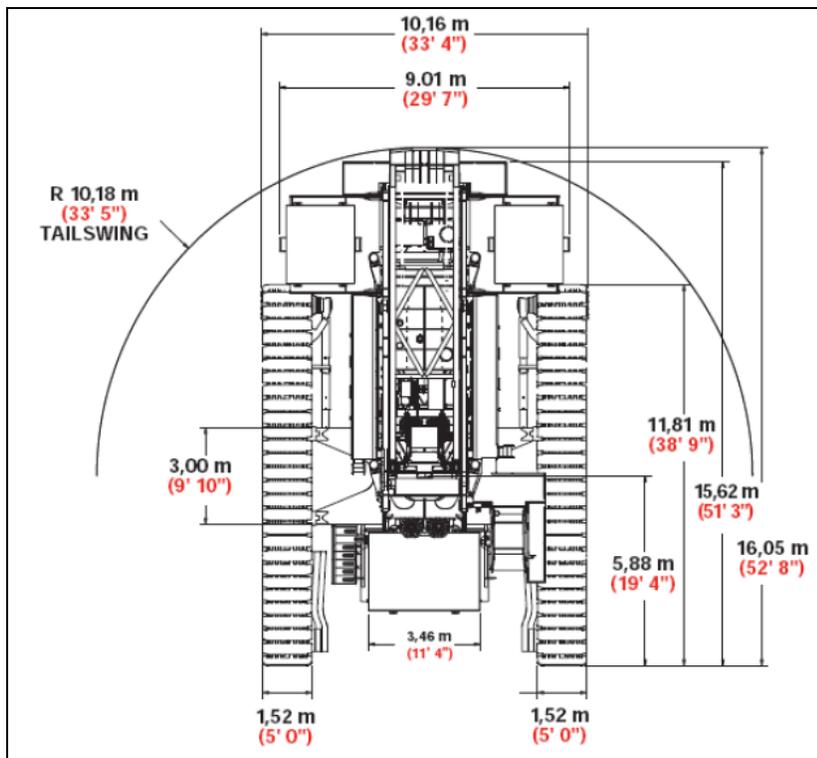


Figura 2.1. Dimensiones en planta de grúa Manitowoc 18,000 según fabricante.



El material que se utilizó de acuerdo al diseño fue:

- El acero de refuerzo tiene un f_y de 420 MPa.
- El concreto es tipo estructural Clase 1, con una resistencia especificada a la compresión simple de 35 MPa, para muro Milán y pilas oblongas.
- El concreto es tipo estructural Clase 1, con una resistencia especificada a la compresión simple de 30 MPa, para vigas de concreto en correderas, losa de concreto en correderas, losa de concreto en Cabeceras y trabes de coronamiento.
- El peso específico considerado para el concreto reforzado es de 2.4 t/m³ (24 kN/m³).
- El concreto tiene una resistencia especificada a la compresión simple de 15 MPa, para las inclusiones rígidas.
- El peso específico considerado para el concreto simple es de 2.2 t/m³ (22 kN/m³).
- La soldadura fue de la serie E70, en la colocación de elementos de izaje y rigidización.
- La soldadura fue de la serie E90, en la unión de acero de refuerzo, que tenga un trabajo estructural en etapa de servicio.
- Para el correcto comportamiento del lodo bentonítico por el ambiente marino donde se ejecuto la obra, se adiciono a la mezcla polímero en la dosificación necesaria, esto permitirá que el lodo mantenga sus propiedades durante la etapa de construcción.

II.2 Estructuración del muelle.

Muro Milán.

Como se menciona anteriormente el muro Milán tiene un espesor de 1.00 m con una profundidad de desplante hasta la cota -22.0 m.

El muro Milán fue estabilizado por una cama de anclas de gran capacidad de tipo permanentes, de las cuales sus cabezas están fuera del agua. La cota del cálculo de la reacción horizontal es la elevación + 0.20 m en el eje del muro. La cabeza de las anclas fue ahogada en el concreto de la trabe de coronamiento del muro, a un nivel superior del nivel del agua.

En los análisis se consideró un desnivel del espejo del agua de 1.00 m, entre los lados tierra y de dragado del muro Milán. Para el acero de refuerzo no se tiene contemplado alguna protección anticorrosiva.

Considerando la importancia que el anclaje representa para la estabilidad del muro, se propuso instrumentar la cabeza de 11 anclas con celdas de carga para verificar en tiempo real y durante la etapa del servicio de la obra de la carga que se mantiene en las anclas. Los parámetros considerados para el anclaje son: longitud de sellado, presión de inyección y diámetro de perforación.

La carga de servicio de las anclas calculada con el software PARIS es de 605 kN/m de muro. Considerando que son anclas @2.0m; $T_s = 1,210$ kN (121t).

La tensión última de extensión se estimo según los ábacos de las recomendaciones francesas TA-95, basadas en resultados experimentales.



La carga de extensión del bulbo T_u , y la carga de servicio del tirante T_s deben cumplir: $T_u/2 \geq T_s$. Por otra parte la presión de inyección debe ser superior a la presión límite (la presión límite es la obtenida de pruebas de campo); $p_{inyección} = 2500 \text{ kPa}$ (25 Kg. /cm^2).

Para la capacidad en los cables de las anclas los tirantes permanentes se tiene que: $T_s \leq 60\%T_e$; donde T_e es la capacidad en el límite elástico.

Para anclas tipo 9T15, $T_{admisible} = 9 \cdot 60\%T_e = 9 \cdot 60\% \cdot 24.8t = 133.92 t > T_s = 121 t$.

La capacidad de 24.8 t, corresponde a un torón tipo T15, considerando su límite de fluencia "elástico" a 270 kips; por lo tanto se consideró que las anclas son de tipo 9T15 @ 2 m de separación horizontal, esto equivale a 5T15 por unidad de longitud del muro.

Por otra parte se ha utilizado el programa PARIS (desarrollado por SOLEXPART), este modela a los suelos como un medio elasto-plástico obedeciendo a las hipótesis de Winckler, teniendo en cuenta el comportamiento en histéresis (Figura 2.2).

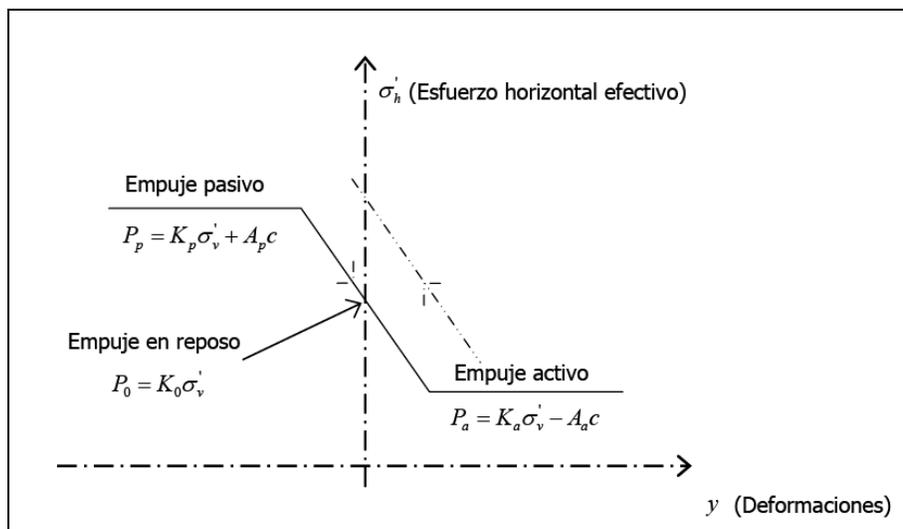


Figura 2.2. Comportamiento esfuerzo – deformación del suelo utilizado en el modelo de análisis.

Los cálculos para el dimensionamiento de las inclusiones, y el estudio de la estabilidad global se han realizado con los programas de elementos finitos como lo son en este caso PLAXIS y SAP2000, los cuales permiten simular la secuencia constructiva, así como la interacción suelo-estructura.

A continuación veremos los resultados obtenidos por el software PAROI1.

Hipótesis:

- Nivel de agua lado tierra +3.5 m (condición extrema conservadora).
- Sobrecarga de 20 kPa lado tierra (condición extrema conservadora), las inclusiones toman la sobrecarga de las grúas.



Con base en los análisis –ver Figuras 2.3 y 2.4-, la base del muro para tener un Factor de Seguridad por empuje pasivo de 1.5 es la cota -18.11 m, cuando el muro por proyecto está desplantado a la cota -22.0 m, esto nos dice que el proyecto tiene un Factor de Seguridad mayor a 1.5. El programa PAROI hace análisis iterativos hasta encontrar el valor de la profundidad de desplante que cumple con el Factor de Seguridad especificado.

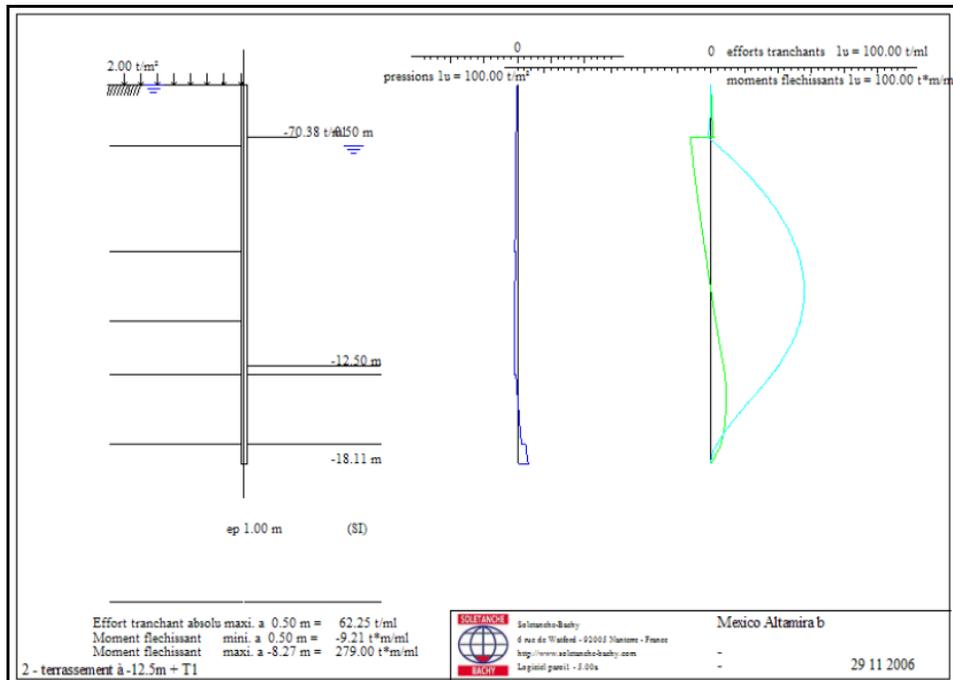


Figura 2.3 Ejemplo de memoria de cálculo del SOFTWARE PAROI.

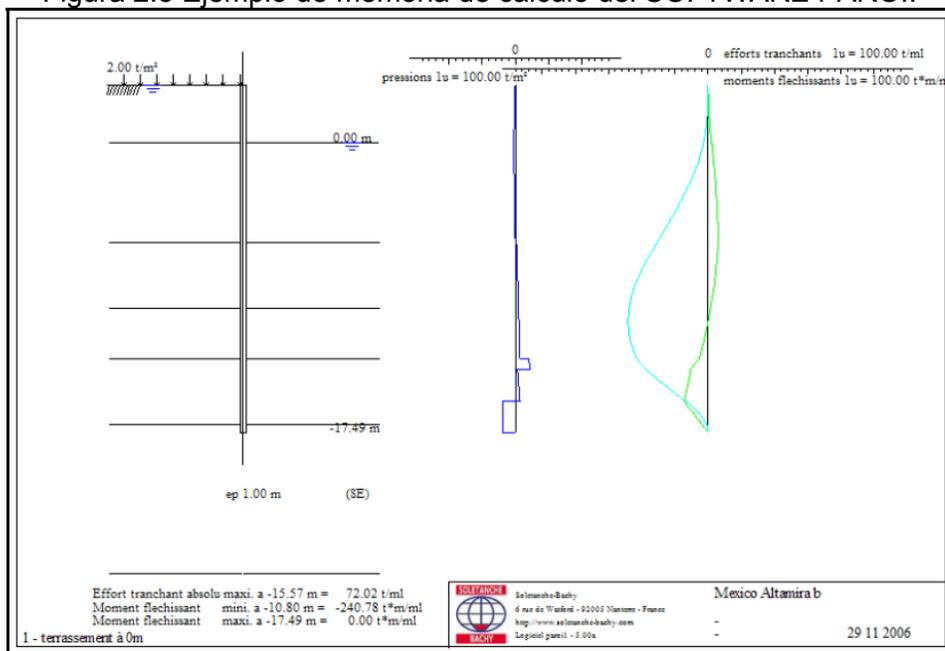


Figura 2.4 Ejemplo de memoria de cálculo del “SOFTWARE PAROI para cálculo de factor de seguridad.



Figura 2.5. Corte tipo de estructuración en sección de Cabeceras.

En seguida se determinó la capacidad de carga del muro Milán:

Las margas que es el material en el cual se desplanta el muro Milán, tienen número de golpes NSPT > 50 y se encuentran a partir de la cota - 22.0 m (ver tabla 2.1).

La carga del anclaje por unidad de longitud del muro es de 605 kN/m (60.5t/m). Esto representa una componente vertical sobre el muro de 389 kN/m (39t/m).

Tabla 2.1 Resistencia última por punta en las margas: $q_{bu} = 0.20 \cdot N = 10 \text{ MPa}$.

Unidad	Prof. (m)	N	q_u (kPa)
U2	De 0.0 a -7.0	0	0
U3	De -7.0 a -10.0	3	0
U4	De -10.0 a -17.0	20 a 25	50
U5	De -17.0 a -22.0	>50	125
U6	De -22.0 a ---	>50	125

Ignorando la aportación a la capacidad de carga a fricción de los suelos de las unidades U2 y U3, la capacidad por fuste que aportan las unidades U4 (7 m de espesor) y U5 (2 m de espesor) es: $Q_{su} = 2m \cdot 7m \cdot 50kPa + 2m \cdot 2m \cdot 125kPa = 700 + 500 = 1,200 \text{ kN/m}$ (120 t/m), -ver anterior tabla.

Capacidad por punta: $Q_{bu} = 1m^2 \cdot 10MPa = 10 \text{ MN/m}$ (1,000 t/m).

Capacidad de carga última: $Q_u = Q_{bu} + Q_{su} = 1,000 + 120 = 11.2 \text{ MN/m}$ (1,120 t/m).

Capacidad de carga admisible: $Q_{adm} = Q_{bu}/3 + Q_{su}/2 = 1,000/3 + 120/2 = 393t/m > 39 \text{ t/m}$.

II.3 Correderas y cabezales.

Se refiere en particular al diseño estructural de los elementos de soporte (pilas), trabe corredera y losa de cabeceras, por tal motivo nos referiremos al Capítulo 3 Sección 3.3 del Reglamento ACI 336.3R-9 para lo particular a pilas y al Reglamento ACI 318-05 para lo relacionado con traveses y losas. En este caso se aplica un Factor de Ponderación de 1.6

Pilas.

- Condición de Carga 1; Construcción de la estructura, dragado del lecho marino y efectos producto de la aplicación de fuerza de deslizamiento (2,000 t en total, 1,000 t por corredera), la estructura en conjunto en esta condición deberá soportar el empuje lateral del suelo, mas la fuerza producto del deslizamiento de la plataforma, se revisaron para esta condición las pilas a flexión simple en servicio, debido a que es una condición más



desfavorable que a flexo compresión.

- Condición de Carga 2; Se considera la fuerza vertical producto de la plataforma (10,000 t / 1,666 t por apoyo en zona de correderas) mas la aplicación de la fuerza de deslizamiento y empuje lateral del suelo, para esta condición las pilas se revisan a flexo-compresión bajo condiciones de servicio es decir con un factor de ponderación igual a la unidad.

Trabe corredera.

- Condición de Carga 1; Construcción de la estructura, peso propio (Bloques o traveses para una de las correderas) y dragado del lecho marino, la estructura en conjunto en esta condición deberá soportar el empuje lateral del suelo, mas carga muerta, se revisaron para esta condición las traveses a flexión simple en servicio.
- Condición de Carga 2; Se considero la fuerza vertical producto de la plataforma (10,000 t / 1,666 t por apoyo en zona de correderas) mas la aplicación de la fuerza de deslizamiento y empuje lateral del suelo, para esta condición las traveses se revisaron a flexo-tensión en condiciones de servicio, adicionalmente se verificaron las posibles deformaciones de las mismas, las cuales deberán ser menores a 1”.

Losa cabecera.

- Condición de Carga 1; Se considero la fuerza vertical producto de la plataforma (3,750 t por apoyo en zona de cabecera) mas la aplicación de la fuerza de deslizamiento y empuje lateral del suelo, para esta condición la losa se reviso a flexo-tensión bajo condiciones de servicio, adicionalmente se verificaran las posibles deformaciones de las misma, las cuales deberán ser menores a 1”.

Para esfuerzo cortante en todas las estructuras se revisaron únicamente por criterio de resistencia.

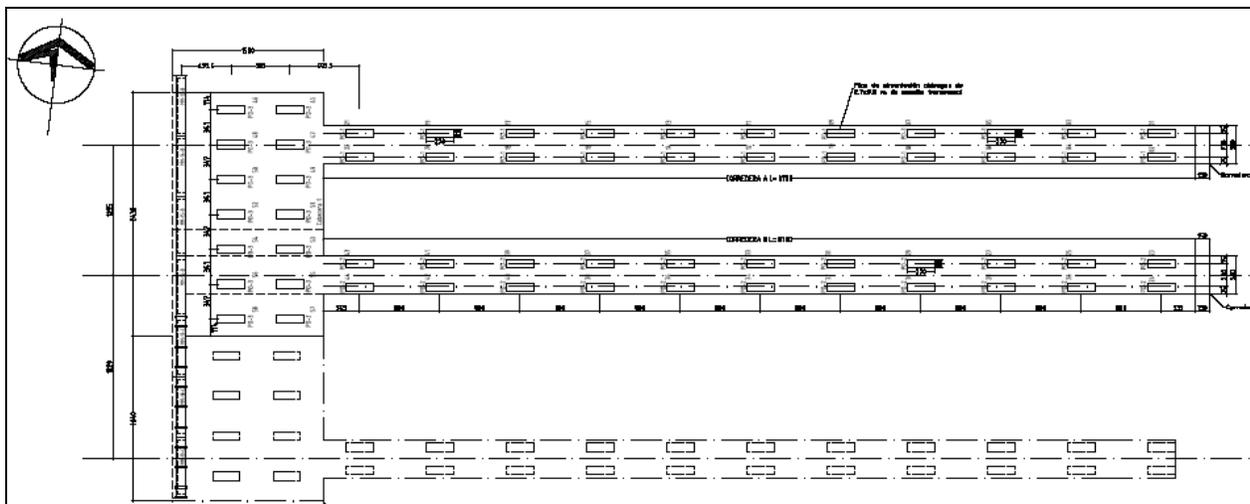


Figura 2.6. Planta.



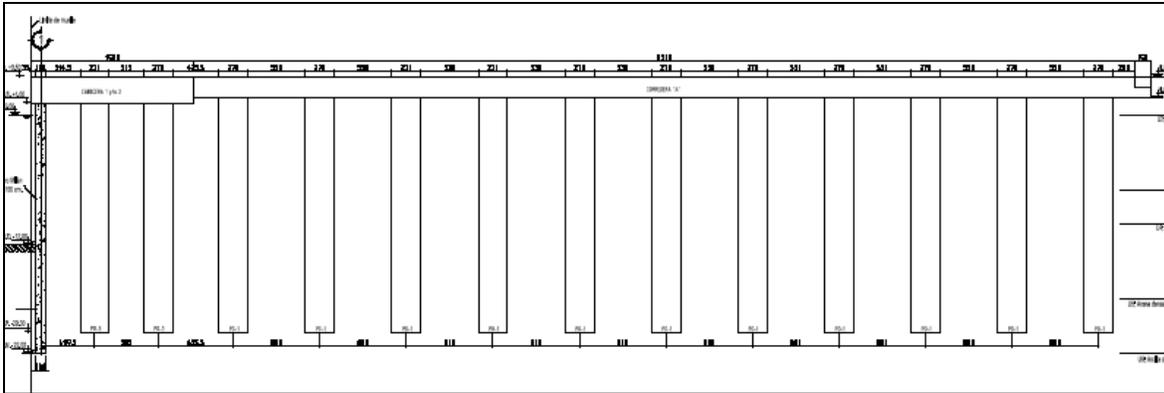


Figura 2.7. Perfil.

Para los análisis y revisión de la estructura se utilizaron tres programas PARIS, SAP2000 y PROVERBE, mediante el programa PARIS, se obtuvieron los elementos mecánicos en las pilas y trabes, producto de la restricción lateral que el suelo les genera a las pilas frente a la aplicación de fuerzas laterales (empuje del suelo y fuerza de deslizamiento).

Las Fases Consideradas en el análisis de Pilas y Corredera son:

Programa PARIS

1. Condiciones Iniciales (Construcción de Estructura).
2. Empuje de Tierras (Condición dragado a -12.50 m)
3. Fuerza horizontal por el desplazamiento de Plataformas

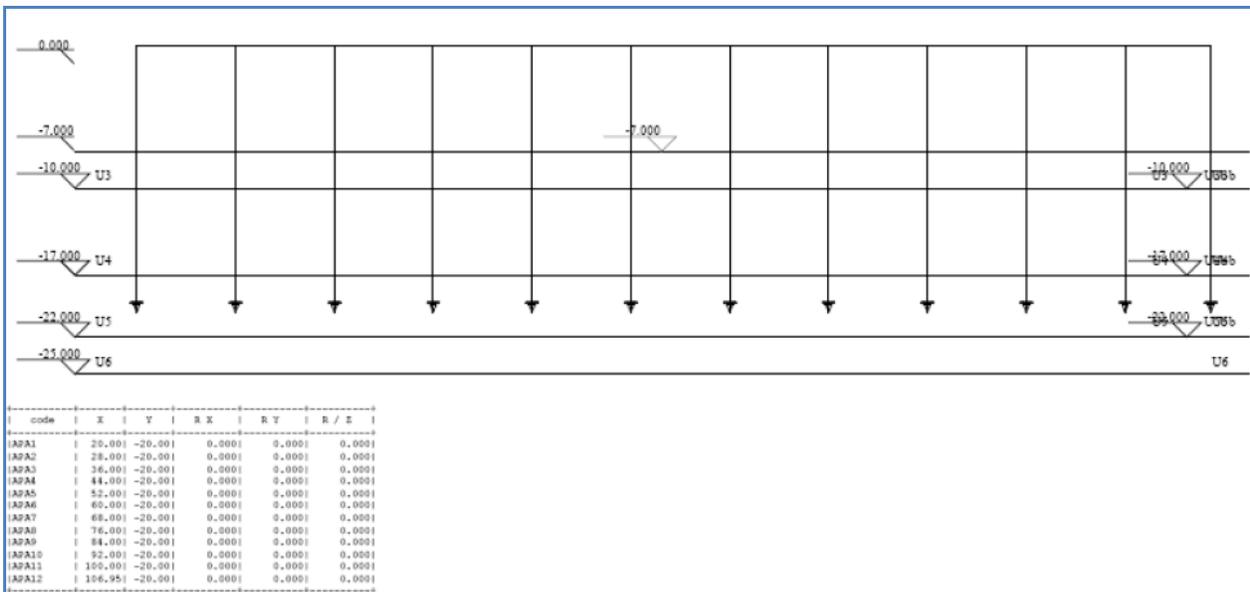


Figura 2.8. Modelo PARIS para análisis estructura principal. (Cargas laterales)



Programa SAP2000.

Debido a que la carga de la plataforma es una carga móvil, se simulo mediante la ubicación de dicha carga en distintos puntos a lo largo de la corredera considerando los valores máximos para la revisión.

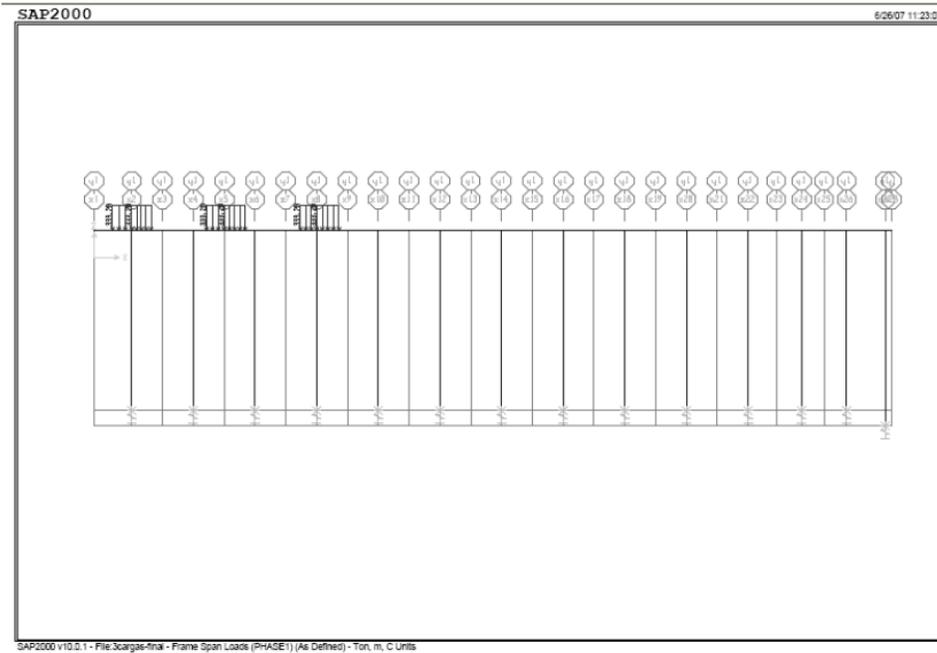


Figura 2.9. Modelo SAP2000 para análisis estructura principal. (Cargas Verticales)

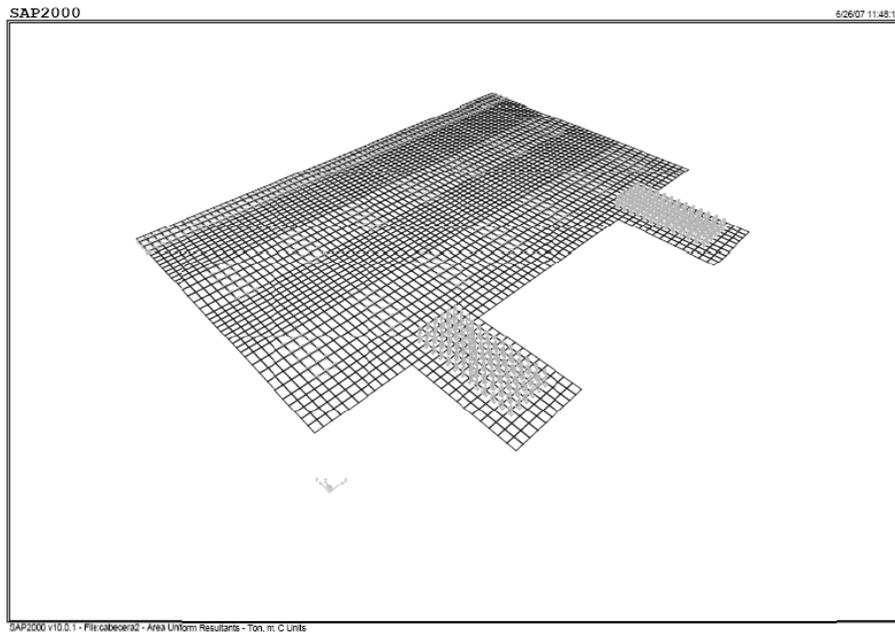


Figura 210. Modelo SAP2000 para análisis Losa de Cabecera. (Cargas Verticales)



A continuación se tiene un resumen de resultados de revisión.

Pilas.

Como se mencionó anteriormente con el análisis realizado con el programa PARIS y la aplicación de la carga lateral se realizó la primera revisión por flexión pura, para la cual se utilizó el programa PROVERBE, para verificar los esfuerzos actuantes tanto en el acero como en el concreto. En dicha revisión se consideró un factor de ponderación igual a la unidad.

PILAS Condición de Carga 1 (flexión Pura).

Tabla 2.2. Condiciones de carga a flexión.

	PA1	PA2	PA3	PA4	PA5	PA6	PA7	PA8	PA9	PA10	PA11
Ms(1) (t*m)	376.34	485.28	476.70	467.02	456.11	447.09	440.26	435.38	432.62	444.46	449.68
fs (kg/cm²)	1,829	2,358	2,317	2,270	2,217	2,173	2,140	2,116	2,103	2,160	2,186
fc' (kg/cm²)	50.49	65.11	63.96	62.66	61.19	59.98	59.06	58.41	58.05	59.63	60.28
Ms(2) (t*m)	-148.42	-143.81	-142.14	-140.16	-136.72	-133.99	-131.94	-130.57	-129.86	-129.47	-129.99
fs (kg/cm²)	1,679	1,627	1,607	1,585	1,546	1,515	1,492	1,477	1,469	1,464	1,470
fc' (kg/cm²)	32.22	31.22	30.85	30.43	29.67	29.07	28.64	28.34	28.19	28.10	28.22

La nomenclatura utilizada en esta tabla corresponde a la del programa PARIS, en la cual la pila PA1 es la primera pila de la extrema derecha (lado Tierra) creciendo la numeración hacia lado dragado.

A continuación se muestra el refuerzo en la parte alta de la pila. (Momento Ms (1))

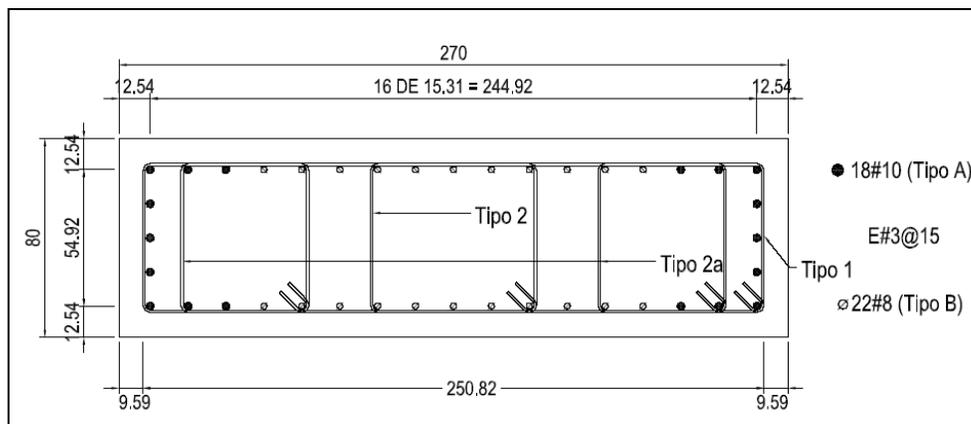


Figura 2.11. Refuerzo parte baja de la Pila. (Momento Ms (1))



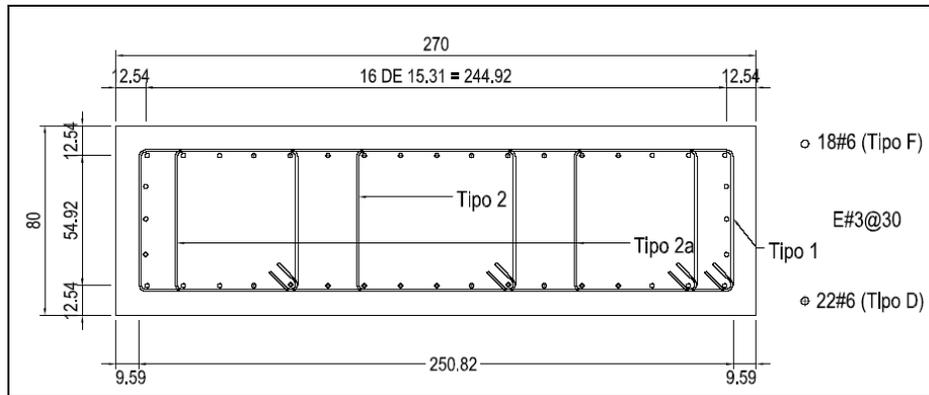


Figura 2.12. Refuerzo parte baja de la Pila. (Momento M_s (2))

PILAS Condición de Carga 2 (flexo-compresión).

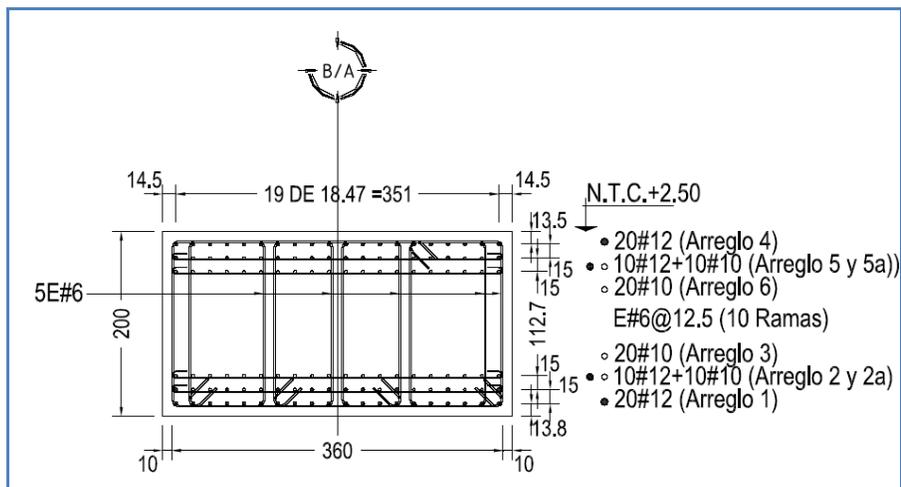
De las diferentes combinaciones al sumar los efectos debidos a la carga vertical y las cargas horizontales multiplicadas por un factor de ponderación igual a 1.0 se obtuvo que no se limita el esfuerzo del acero en condiciones de servicio, ya que las cargas no son permanentes, por tanto, las posibles fisuras no permanecerán abiertas mucho tiempo.

Trabe corredera.

El análisis realizado con el programa PARIS y SAP2000 se obtuvieron los elementos mecánicos para condiciones de servicio debidas a la aplicación de la carga lateral por empuje del suelo mas la aplicación de cargas verticales debidas a peso propio y carga muerta (trabes), con lo cual se realizó la primera revisión por flexión pura, para la cual nos apoyamos en el programa PROVERBE, para verificar los esfuerzos actuantes tanto en el acero como en el concreto. En dicha revisión se consideró un factor de ponderación igual a la unidad.

TRABE CORREDERA "B" Condición de Carga 1 (flexo-tensión).

Por diseño se llegó al siguiente armado de acero de refuerzo en la trabe corredera "B"



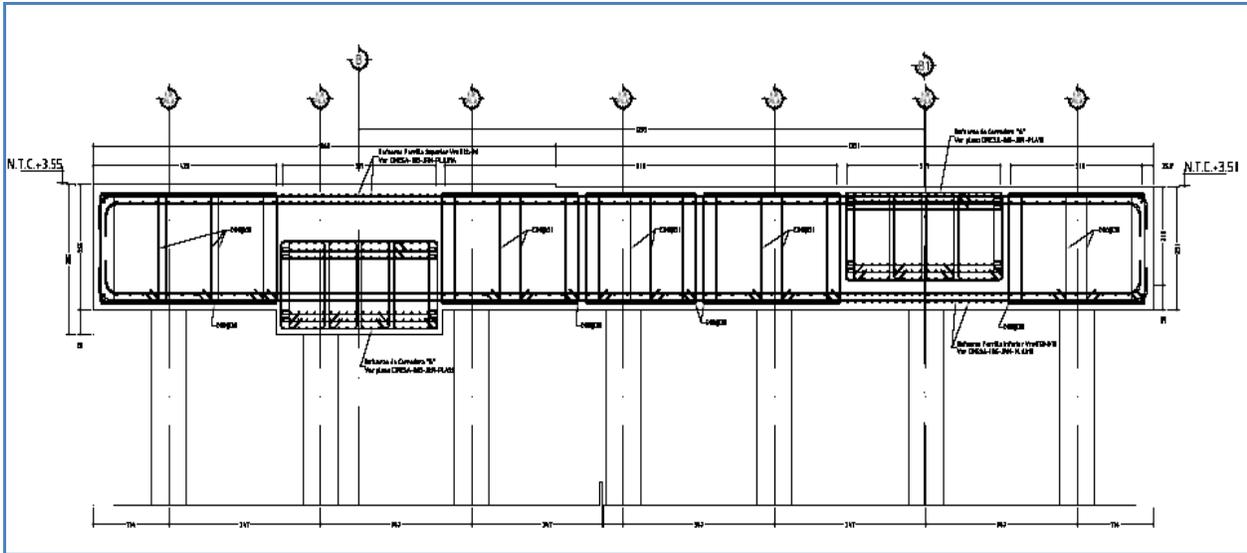


Figura 2.15. Losa corredera.

No se limita el esfuerzo del acero en condiciones de servicio, ya que las cargas no son permanentes, por tanto, las posibles fisuras no permanecerán abiertas mucho tiempo.

Losa cabecera.

Se llevo a cabo la revisión por cortante y se llego al resultado de que en zona de máximo esfuerzo se colocaron 5E#6 @ 12.5 cm.

Trabe de coronamiento.

TRABE DE CORONAMIENTO Revisión por flexión unión muro-trabe.

El acero colocado en la cara tierra es de 182.52 cm² y el acero requerido por diseño es de 62.19 cm² por lo tanto la diferencia (120.33 cm²) se considero para la revisión por cortante en la unión muro-trabe.

TRABE DE CORONAMIENTO Revisión por cortante unión muro-trabe.

Considerando la totalidad del acero requerido y el acero dispuesto tenemos un acero útil de 120.33 cm², con el cual se podría resistir un cortante directo igual a $V_n = A_v f_y$ sustituyendo tenemos $V_n = 379.08$ t en una longitud de 6.00 m por lo tanto tenemos $V_n = 63.18$ t/m a este valor le restaremos el debido al empuje de tierras igual a 14.17 t/m por lo tanto el cortante efectivo que se puede tomar como máximo de $V = 63.18 - 14.17 = 49.01$ t/m entre un factor de ponderación 1.6 tenemos un cortante efectivo de 30.63 t/m que será la fuerza que aplicaremos en la cabeza de la trabe de coronamiento.



TRABE DE CORONAMIENTO. Revisión por torsión unión muro-trabe.

Considerando la carga de 30.63 t/m ubicada en la cabeza de la trabe de coronamiento y determinando momento respecto al punto de unión entre el muro y la trabe de coronamiento tenemos $M = (30.63 \cdot 2.00) = 61.26 \text{ t} \cdot \text{m}$ el cual tendrá que ser soportado por el refuerzo del muro Milán en la cara dragado.; por lo que la separación entre estribos # 6 es menor ó igual a 30 cm.

Como segundo análisis se considero la carga definida por J. Ray McDermott equivalente a un impacto de 60 t distribuida en un ancho de 1.50 m con lo cual tenemos una carga aplicada de $60/1.5=40 \text{ t/m}$, aplicada a 1.00 m de la cabeza de la trabe de coronamiento, para este análisis se considero un factor de ponderación de 1.6 para efectos generados por empuje de tierras y de 1.2 para efectos debidos a impacto.

Revisión del muro por efectos de Fuerza de impacto = 40t/m.

Del programa PARIS se obtuvieron los siguientes elementos mecánicos:

Tabla 2.3 Elementos mecánicos.

Referencia	Nivel	M (t*m)	V (t)	M _{imp} (t*m)	V _{imp} (t)	Mu (t*m)	Vu (t)
Ancla	+0.20	-19.19	-33.78	62.71	-2.81	57.66	-57.42
M(+)	-6.05	106.68	-4.11	41.82	41.32	220.87	43.01
M(-)	-17.00	-85.49	-0.81	-7.62	2.17	-146.0	1.308
Intermedio	-13.50	-15.19	32.61	7.61	4.60	-15.17	57.696
		F.C.=1.6	F.C.=1.6	F.C.=1.2	F.C.=1.2		

Tomando como referencia las áreas propuestas en plano CIMESA-INGJRM PLA05 tenemos la comparación entre Mr & Mu como se ve en la tabla 2.4.

Tabla 2.4 Comparación entre momento resistente y último.

Referencia	Nivel	As1 C. Tierra	As2 C. Dragado	Mr (t*m)	Mr (t*m)	Mu (t*m)
Ancla	+0.20	192.66	192.66	-103.33	103.33	57.66
M(+)	-6.05	493.62	426.39	-253.71	221.28	220.87
M(-)	-17.00	369.36	108.30	-193.25	58.76	-146.0
Intermedio	-13.50	403.56	300.96	-210.12	158.99	-15.17

Como se puede observar el muro tiene capacidad para soportar la carga debida al impacto de la barcaza con un valor de 40 t/m.



II.4 Mejoramiento de suelos con inclusiones rígidas.

Se propuso un mejoramiento de suelos basado en inclusiones rígidas, en el lado tierra del muro principal en una franja de 14 m, paralela al muro. El objetivo del mejoramiento de suelos, es que las cargas vivas (grúas, etc.), por la operación del muelle no generen empujes laterales adicionales a los debidos por la masa de suelo actuando sobre el muro Milán.

Las inclusiones rígidas son de 40 cm de diámetro, en una malla cuadrada de 2.0 m. El concreto que las forma tiene una resistencia especificada a la compresión simple de 15 MPa y no tendrán acero de refuerzo.

El procedimiento constructivo que se propuso es el de barrenación continua del Grupo Soletanche-Bachy. Como capa de repartición se uso la misma plataforma del relleno controlado y un mejoramiento de suelo:

Cemento reforzado en su paño inferior; el nivel de concreto de las inclusiones están a la +1.5 m, los 2.0 m en su parte superior fueron rellenos con material granular colocados a gravedad.

Las inclusiones rígidas tienen también el objetivo, de evitar que los materiales arcillosos presenten un asentamiento a largo plazo por las cargas de los rellenos y con esto evitar que se altere la configuración lineal de la parte libre del anclaje.

En la Figura 2.16, se ve el contorno de esfuerzos verticales en la cabeza de la inclusión – elemento individual-, obtenidos con el programa SAP2000, modelando a la inclusión y al suelo en su entorno con elementos asimétricos. La sobrecarga uniforme considerada en la superficie fue de 300 kPa (30 t/m²).

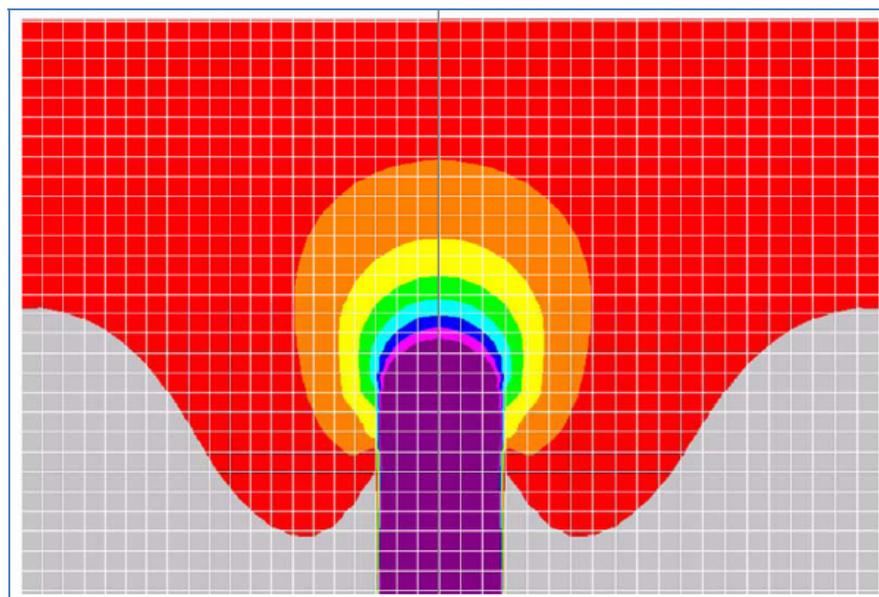


Figura 2.16. Contorno de esfuerzos verticales en la cabeza de la inclusión en el cálculo con SAP2000.



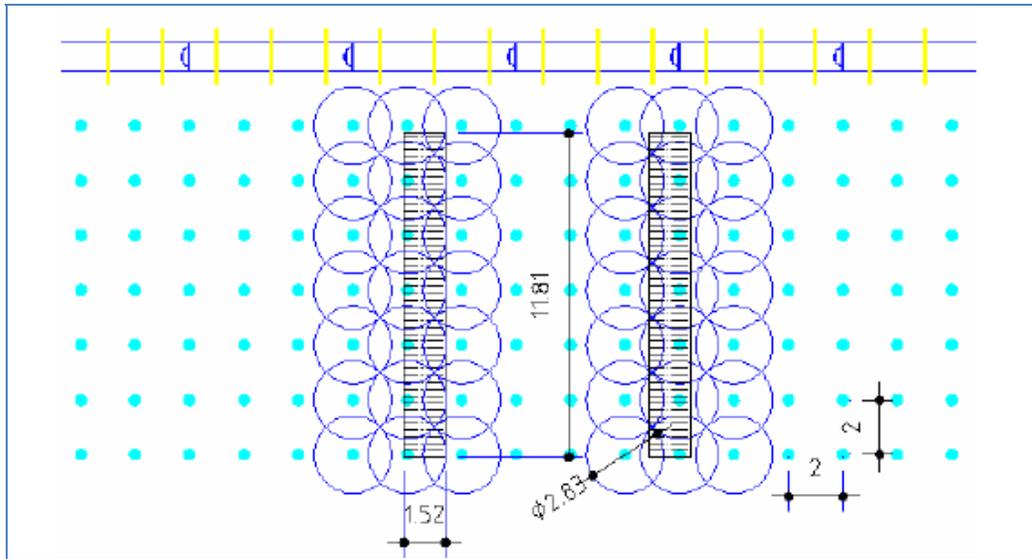


Figura 2.17. Vista en planta del arreglo de inclusiones y orugas de la grúa.
Trabajo en grupo de las inclusiones.

En la Figura 2.18 se presenta un corte con la sección en la cual se ubican las inclusiones rígidas.

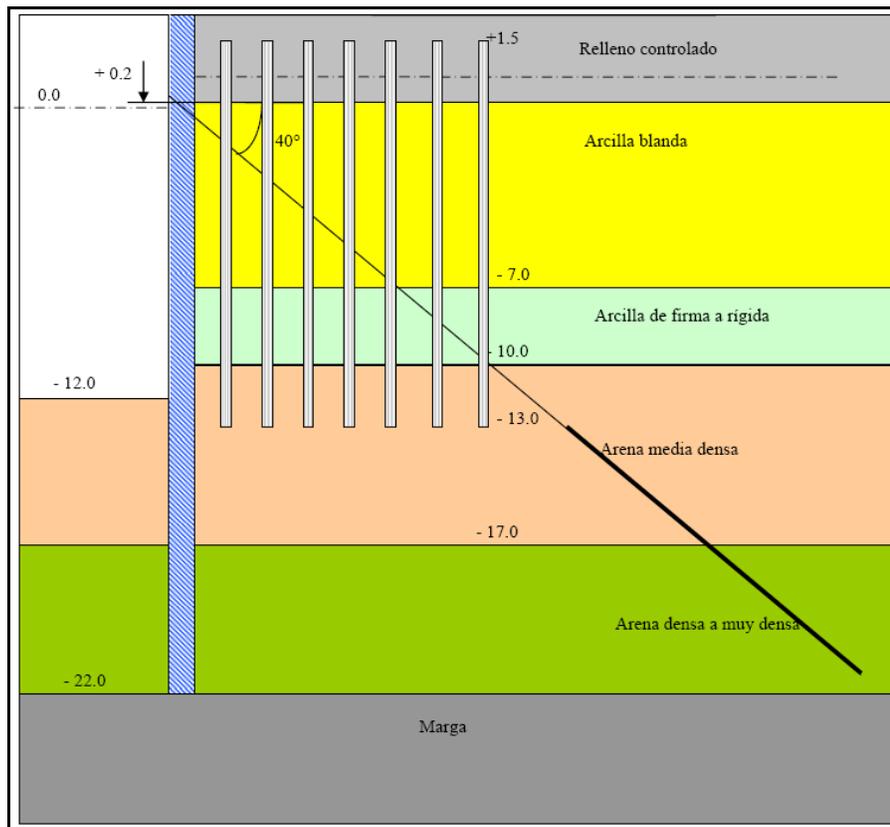


Figura 2.18. Mejoramiento de suelo con base en inclusiones rígidas.



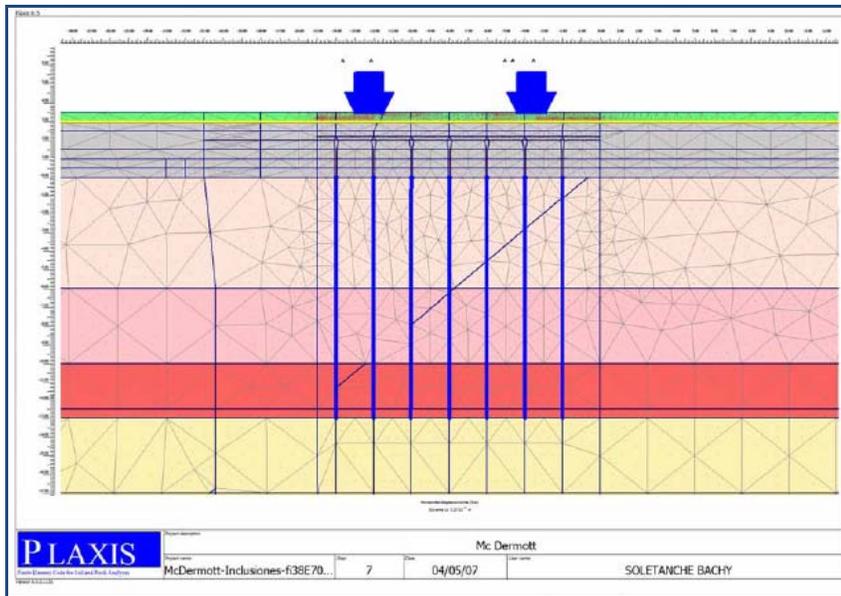


Figura 2.19. Detalle zona de inclusiones analizadas en PLAXIS.

Parámetros del suelo usados en el análisis. Ver tabla 2.5.

Tabla 2.5. Parámetros utilizados en el modelo PLAXIS.

	Capa	de	a	N _{SPT}	γ (kN/m ³)	c _u (kPa)	c' (kPa)	ϕ' (°)	E (MPa)	v
	Suelo cemento	+3.5	+3.0	-	19	3 000	-	-	1500	0.25
1	Relleno seleccionado	+3.0	0.0	-	19	-	0	38	70	0.3
2	Arcillas blandas	+0.0	- 6.0	1-2	17	10-15	0	20	3	0.3
3	Arcillas medias a	-6.0	- 10.0	15	18	60	0	25	15	0.3
4	Arena media	- 10.0	- 13.0	20	18	100	0	25	25	0.3
5	Arena media a densa	- 13.0	- 17.0	25-30	19	-	0	35	40	0.3
6	Arena densa a muy densa	- 17.0	- 22.0	> 50	20	-	0	40	75	0.3
7	Margas	- 22.0	- y de- bajo	N>50	20	-	70	20	75	0.3

Donde:

NSPT; Número de golpes en prueba de penetración estándar.

γ ; Peso volumétrico del material.

c_u; Cohesión en condiciones no drenadas (corto plazo).

c'; Cohesión en condiciones drenadas (largo plazo).

E; Módulo de elasticidad.

v; Relación de Poisson.

f_c; Resistencia especificada a la compresión simple.

R_{Tensión}; Resistencia a la tensión.



K_0 ; Coeficiente de empuje de tierras en reposo.

Zona de plataforma con inclusiones.

Paralelo al muro Milán, se previó una banda de 14 m de ancho tratada con inclusiones rígidas (7 líneas), para transferir la carga de la grúa a estratos inferiores cuyos materiales son más competentes.

Para evitar que la circulación de la grúa fuera de la banda afecte a las inclusiones, la séptima línea se considero como línea de sacrificio, y se impedirá la operación de la grúa en la franja comprendida entre +14m y +19m (es decir, en un ancho de 5m desde el borde de la zona tratada). Se previó un mejoramiento de la parte superior de la plataforma, en un espesor de 50 cm con suelo-cemento, colocando en la parte inferior de esta capa de suelo-cemento una geomalla, o una parilla de acero de refuerzo.

En la tabla adjunta se presentan los resultados obtenidos para presiones de servicio crecientes (q : presión de contacto bajo las orugas en kPa; S_v : asentamiento vertical máximo en mm; T_{geo} , la tensión en la geomalla en kN/m; Q_{inc} , la carga máxima en las inclusiones en kN; y el espesor fisurado de la capa de suelo: cemento, en cm).

Solución basada en la geomalla.

Se considera una geomalla tipo TENAX TT 120 SAMP, o similar, con carga de trabajo de 36 kN/m al 2% de deformación, y 72 kN/m al 5% de deformación.

Tabla 2.6. Tabla de análisis de la geomalla.

2D analysis				
Kaxial geotextil al 2%=1800kN/m; T=36kN/m				
Kaxial geotextil al 5%=1440kN/m; T=72kN/m				
SC50cm+geomalla				profundidad
q (kPa)	Sv (mm)	Tgeo (kN/m)	Qinc (kN)	fisura SC (cm)
1	0			
100	6	0.5	106	-
200	14	1.6	192	16
300	23	5.1	284	31
400	34	11.3	384	38
500	45	19.7	478	50
700	73	39.0	660	50

Para la presión de contacto de 300 kPa, y mejoramiento consistente en suelo:cemento sobre geomalla:

- No se dispone timber matt.
- La tensión en la geomalla es 5.1 kN/m, y la carga máxima en las inclusiones es 284 kN.
- El asentamiento calculado es de 23 mm, menor que el admisible (1.5" ó 38 mm).
- La profundidad fisurada es del orden de la mitad del espesor de la capa de suelo: cemento, lo cual es admisible, ya que la geomalla actuará como refuerzo frente a la tensión en ciclos sucesivos de carga, de forma análoga ha como lo haría el acero de refuerzo del concreto.



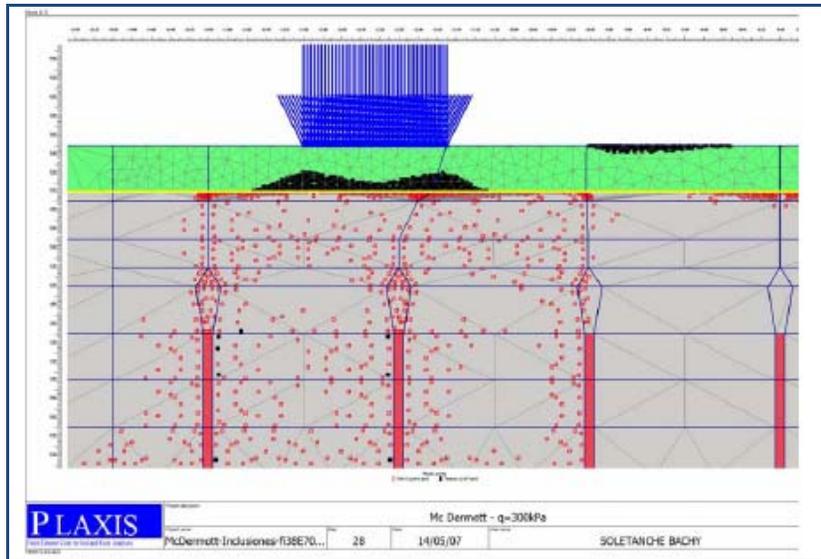


Figura 2.20. Zonas fisuradas por tensión en negro.

En la Figura 2.20 se representan las zonas que se fisuran por tensión en la capa de suelo:cemento, para la presión de contacto de 300 kPa.

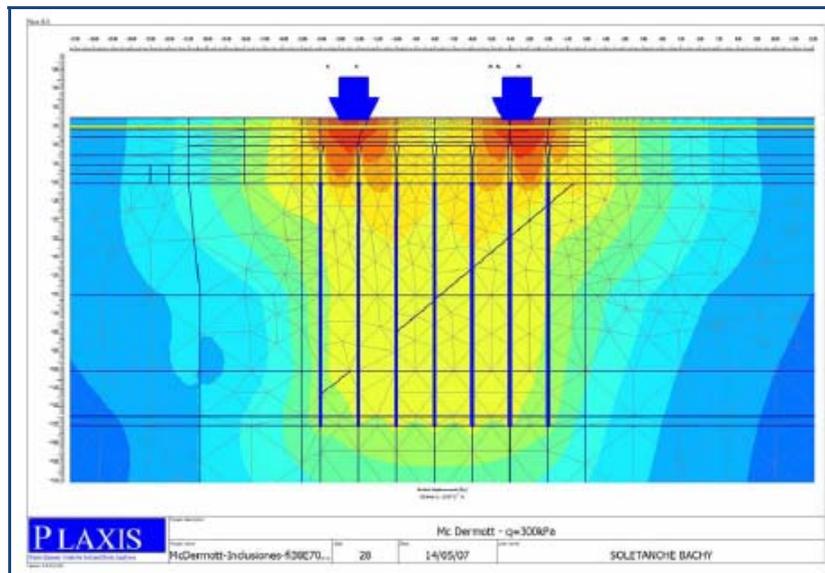


Figura 2.21. Asentamientos $q = 300$ kPa.

Solución basada en una parrilla de acero de refuerzo.

Se considero una reducción de espesor efectivo de 0.035 mm/año y cara expuesta. Para una vida de 50 años, ello implica una reducción de 3.5 mm del diámetro.



Tabla 2.7. Tabla de asentamientos verticales vs presión de contacto.

SC50cm+mallazo				profundidad
q (kPa)	Sv (mm)	Tgeo (kN/m)	Qinc (kN)	fisura SC (cm)
1	0			
100	6	11	105	-
200	14	30	191	10
300	23	62	281	24
400	32	99	378	31
500	42	143	472	35
700	65	245	658	42

En el gráfico, siguiente se representan las curvas presión de contacto – máximo asentamiento.

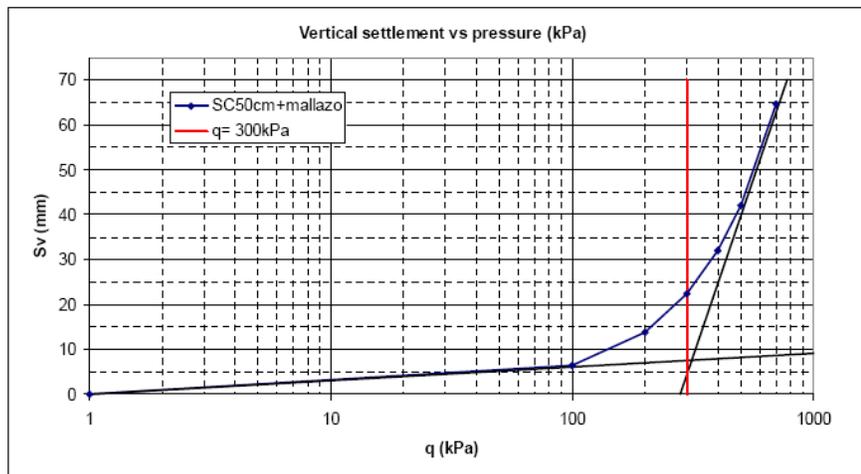


Figura 2.22. Gráfico de curvas, presión de contacto vs máximo asentamiento.

Para la presión de contacto de 300 kPa, y mejoramiento consistente en suelo:cemento sobre parrilla de acero de refuerzo:

- No se dispone timber matt.
- La tensión en la parrilla es 62kN/m, y la carga máxima en las inclusiones es 281kN.
- El asentamiento calculado es de 23 mm, menor que el admisible (1.5", ó 38 mm).
- La profundidad fisurada es la mitad del espesor de la capa de suelo cemento, lo cual es admisible, ya que la parrilla actuará como refuerzo frente a la tensión en ciclos sucesivos de carga, de forma análoga a como lo haría el acero de refuerzo del concreto.

Disposiciones para presiones de contacto superiores a 300 kPa.

Se debe disponerse un timber matt tal que la carga efectiva transmitida sobre la superficie de la plataforma sea de 300 kPa tras su colocación.



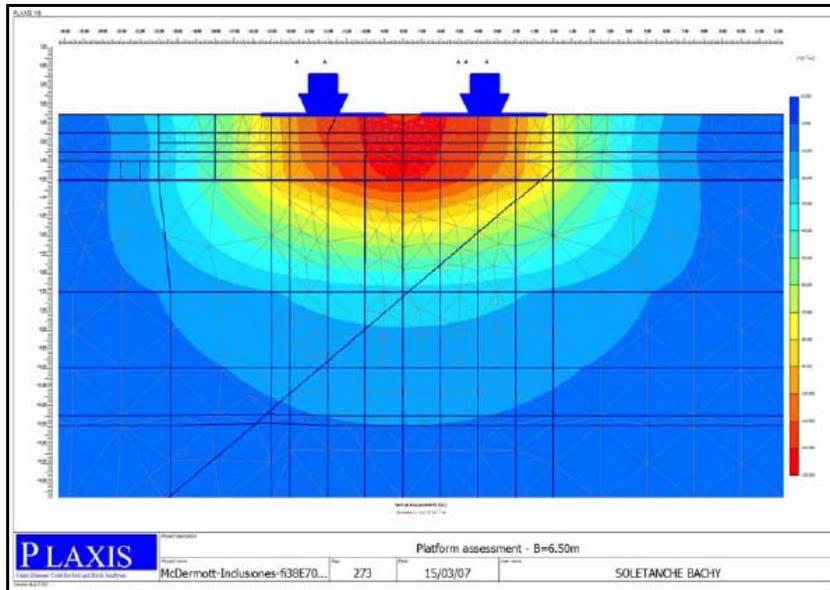


Figura 2.23. Plataforma fuera de la zona de inclusiones.

Según este esquema modelado en PLAXIS, en la zona que esta fuera de la zona de inclusiones rígidas los esfuerzos se concentran en el relleno y en los dos estratos superiores.

Plataforma en la zona de inclusiones.

Se considero una $q = 300 \text{ kPa}$ y parrilla de acero de refuerzo Carga en las inclusiones.

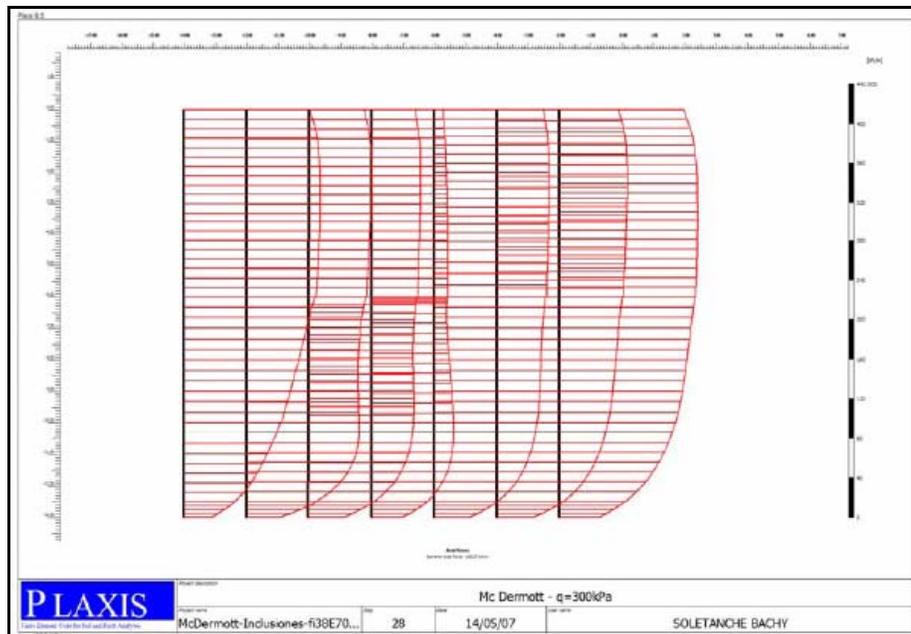


Figura 2.24. Carga en las inclusiones.



Se tiene en resumen, los siguientes aspectos por los cuales se usó el mejoramiento de suelos con inclusiones rígidas:

- El objetivo del mejoramiento de suelos, es que las cargas vivas (grúas, etc.), por la operación del muelle no generen empujes laterales adicionales a los debidos por la masa de suelo actuando sobre el muro Milán.
- Para transferir la carga de la grúa a estratos inferiores cuyos materiales son más competentes.
- La rigidez y resistencia de las inclusiones es mucho mayor que la rigidez y resistencia del suelo donde fueron construidas y al tratarse de un mejoramiento masivo, el resultado final es la modificación del comportamiento del suelo original.

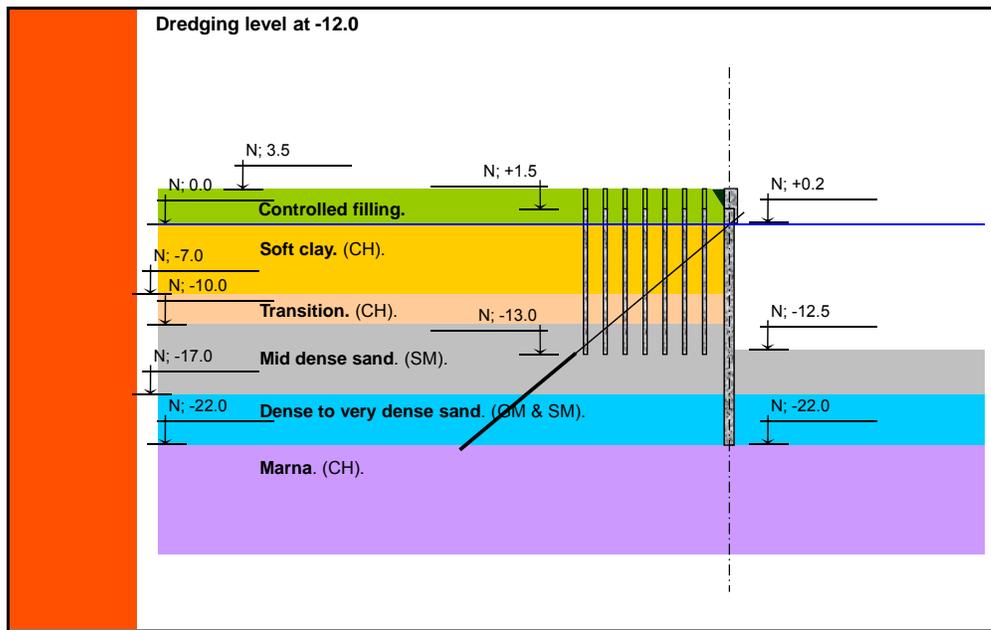


Figura 2.25. Esquema de solución geotécnica final adoptada.

II.5 Prueba de carga en pila de cimentación a 1,300 t.

Se realizó una prueba de carga para las pilas rectangulares, con el objeto de reproducir las condiciones naturales a la que trabajarían estos elementos en el proyecto. La pila de prueba fue construida a la misma profundidad de desplante que las pilas de proyecto (N.D.P.= -20.00) y con los mismos equipos y, procedimiento constructivo. La diferencia es que la sección original de las pilas de proyecto es de 2.7x0.8 m y la de la pila de prueba es de 2.7x0.5 m. Esta reducción en las dimensiones de la sección se realizó con el objetivo de escalar las cargas de servicio de la pila de proyecto y optimizar con ello el sistema de reacción y la ejecución misma de la prueba.

Para definir la magnitud de la carga de prueba, sabemos que la carga de servicio para las pilas de proyecto es de 800 t y que su área transversal es $A = 2.7 \times 0.8 = 2.16 \text{ m}^2$, por tanto, tenemos un esfuerzo de trabajo de 370.37 t/m^2 . A la pila de prueba se aplicó una carga máxima de 1,300 t, que, para el área de su sección transversal ($2.7 \times 0.5 = 1.35 \text{ m}^2$), se tiene un



esfuerzo de 962.96 t/m^2 . Este esfuerzo de trabajo de la pila de prueba representa 2.6 veces el esfuerzo de trabajo en las pilas del proyecto, por tanto, el resultado y la interpretación de la prueba, puede validar el diseño de las pilas de proyecto. Se colocó a la pila de prueba el armado mínimo necesario para resistir estructuralmente las cargas a compresión que se presentaron durante la prueba.

Debido a la magnitud de la carga de prueba, se optó por un sistema de reacción tipo lastre, en este caso, una losa de transferencia de carga de concreto reforzado de $12.2 \times 12.2 \text{ m}$ con peralte variable: 50 cm en los extremos y 95 cm en la zona central con un cambio gradual en el peralte, la losa soportaba a 60 bloques de concreto reforzado de dimensiones $1.01 \times 2.00 \times 3.80 \text{ m}$, de aproximadamente 18.42 t de peso por cada uno, estos bloques forman parte del proyecto, ya que fueron utilizados en las Correderas, en la etapa de servicio del muelle.

La losa, en la zona central, estaba apoyada en la pila de prueba y, en las 4 esquinas en columnas de concreto cimentadas en unas zapatas superficiales, en cada zapata se construyeron 6 inclusiones rígidas con las mismas características y distribución que las inclusiones del proyecto. En las Figuras 2.26 y 2.28 y en las fotos que se muestran más adelante, se aprecia el sistema de reacción.

Como puede observarse en la Figura 2.26, la pila de prueba hace contacto con la losa de transferencia, a través de dos gatos hidráulicos K-1000, y en las esquinas, la losa se apoya en columnas de concreto que se desplantan directamente sobre la plataforma de trabajo a través de zapatas rectangulares de $4.2 \times 1.5 \text{ m}$, el ancho de la zapata -1.5 m -, se eligió para representar el mismo ancho que las orugas de la grúa a utilizar en etapa de servicio de muelle (Manitowoc 18,000).

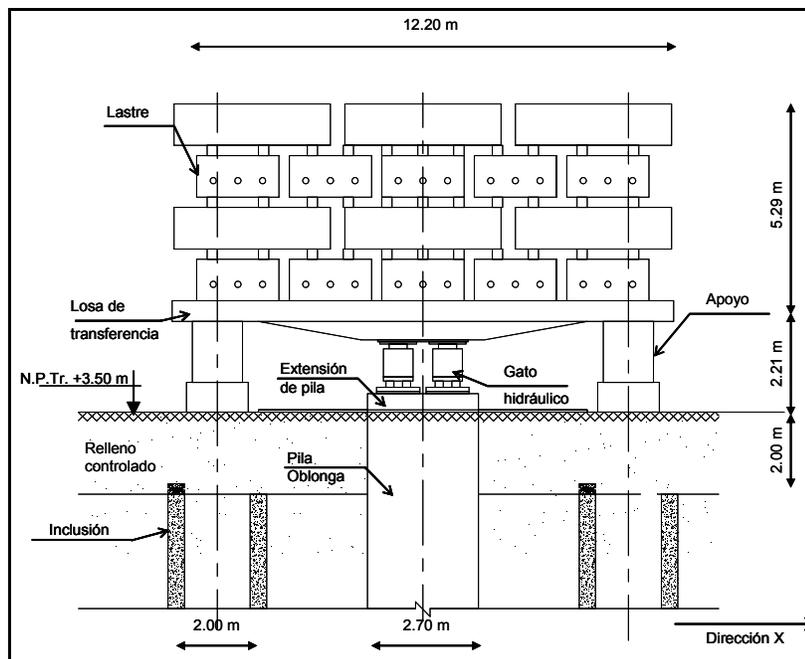


Figura 2.26. Vista en elevación del sistema de reacción y de aplicación de carga, sobre la pila de prueba.



Con el objetivo de aprovechar la ejecución de la prueba y estudiar el comportamiento de las inclusiones rígidas propuestas para el proyecto, se construyeron 24 inclusiones con el mismo procedimiento que las inclusiones del proyecto, de las 24 inclusiones 8 fueron instrumentadas en su cabeza con celdas de presión (en el contacto entre inclusión y capa de repartición), 2 inclusiones instrumentadas por apoyo (ver Figura 2.28).

En la siguiente Figura se aprecia la estructuración de la prueba de carga donde se observa la losa de transferencia, así como los bloques de concreto que sirvieron de lastre, durante la prueba, así como los gatos hidráulicos que se utilizaron para transmitir la carga a la pila de prueba.



Figura 2.27. Fotografía que muestra la prueba de carga con los gatos hidráulicos.



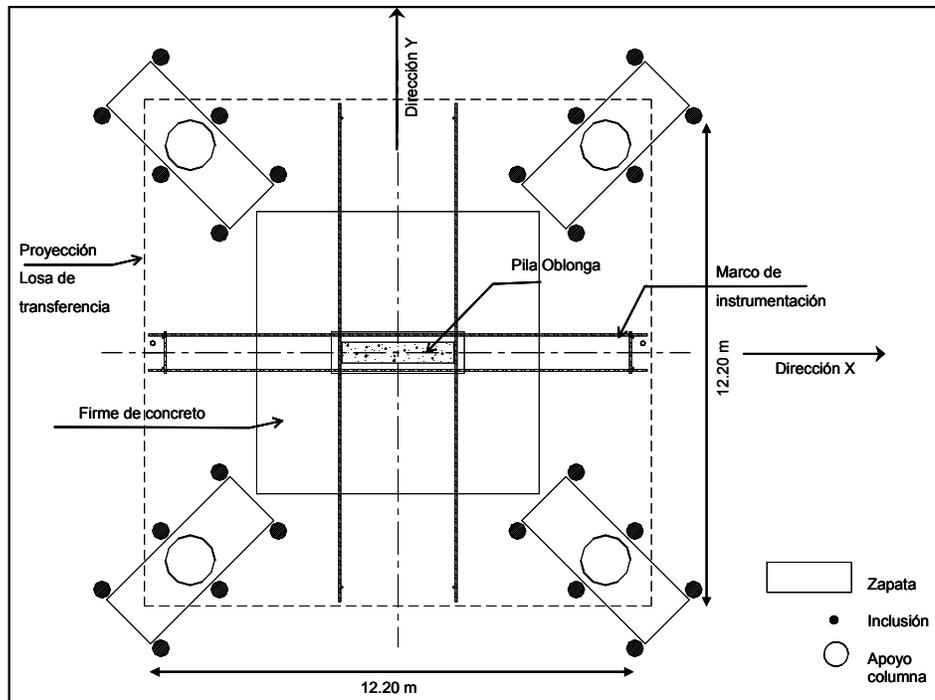


Figura 2.28. Vista en planta del sistema de reacción, así como los apoyos perimetrales y la proyección de las inclusiones rígidas.



Figura 2.29. Colocación de lastres (bloques de concreto) para la prueba de carga.



Instrumentación de la prueba de carga.

La instrumentación utilizada en la prueba fue la siguiente, todos estos elementos se pueden apreciar en la Figura 2.31:

- Deformímetros tipo “sister-bars” de GEOKON – fijados al acero de refuerzo de la pila de prueba, tienen el objetivo de medir las deformaciones unitarias que se presentan en el concreto, una vez que la pila es cargada. En total fueron 5 y están localizados a diferentes profundidades de acuerdo a la estratigrafía del sitio, ver Figura 2.32.
- Celdas de carga tipo Vibrating Wire Load Cell 4900 de GEOKON – fueron 4 celdas, colocadas en la cabeza de la pila de prueba (debajo de los gatos hidráulicos) las cuales miden, en tiempo real, el total de la carga aplicada a la pila.
- Celdas de presión tipo 4815X de GEOKON – Obtienen el registro de las presiones ejercidas sobre la cabeza de 8 inclusiones.
- Micrómetros con precisión de 0.025 mm – fueron 3 micrómetros, colocados en la cabeza de la pila de prueba.
- Espejos con regla graduada (precisión 1 mm), e hilo de referencia – colocados estratégicamente en la cabeza de la pila de prueba y en 2 zapatas de apoyo para medir directamente los asentamientos ocurridos en las diferentes etapas de la prueba.
- Registrador de temperatura y humedad relativa – Registró de forma continua los valores de humedad relativa y temperatura a la sombra durante las diferentes etapas de la prueba.

Para la colocación de los bloques (18.42 t cada uno), se utilizó una grúa del tipo Link-Belt 418.

Los gatos utilizados fueron del tipo K-1000 de Freyssinet con capacidad máxima de 8945 kN cada uno. Estos gatos fueron conectados en serie y estaban activados por una bomba que registraba la presión del aceite en el interior de los gatos (Ver Figura 2.30).



Figura 2.30. Imagen donde se muestran los gatos hidráulicos.



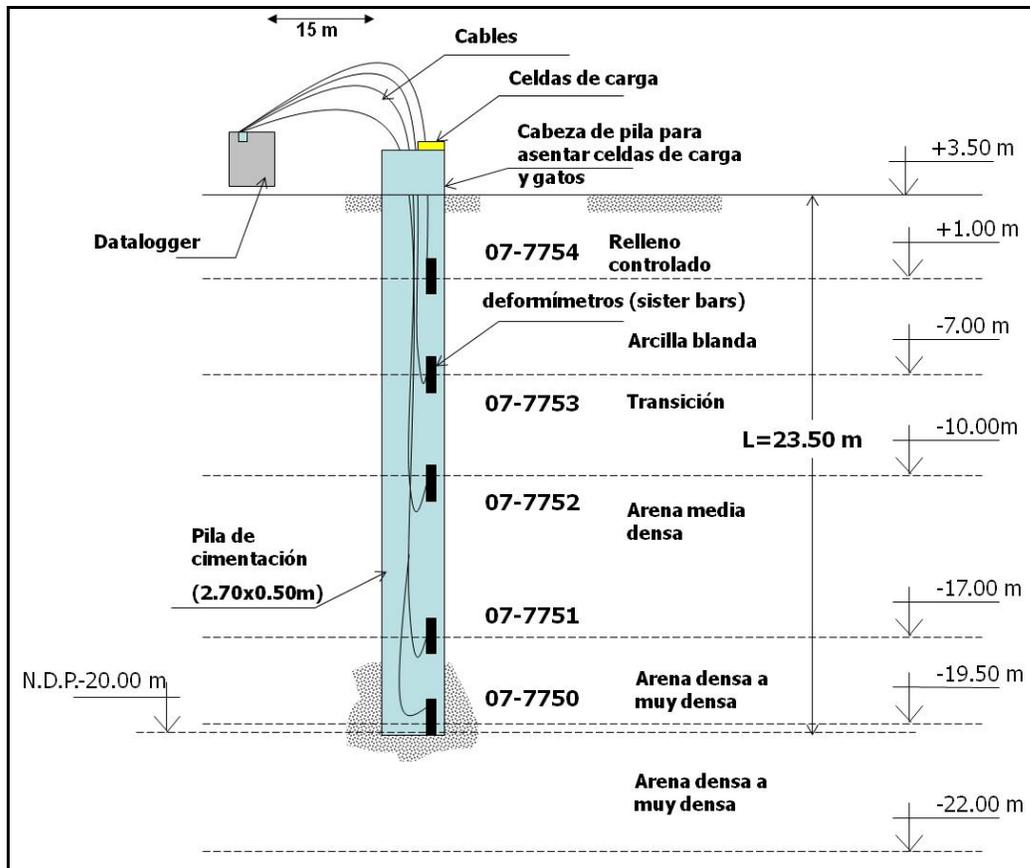


Figura 2.31. Ubicación de los deformímetros de acuerdo a la estratigrafía del sitio.

MATERIALES.

- El concreto de la pila, las zapatas, columnas y losa de transferencia tiene una resistencia a la compresión simple de 35 MPa.
- El peso específico considerado para el concreto reforzado es de 2.4 t/m^3 (24 kN/m^3).
- El concreto de las inclusiones rígidas tiene una resistencia a la compresión simple de 15 MPa.
- El peso específico considerado para el concreto de las inclusiones de 2.2 t/m^3 (22 kN/m^3).
- El acero de refuerzo tiene un f_y de 420 MPa.

Las características de los materiales son las mismas que se utilizaron en el proyecto con el objetivo de reproducir el comportamiento que tendrán las pilas en el proyecto ya construido.



Procedimiento de ejecución de la prueba.

1. Una vez construido el sistema de transferencia en su totalidad y una vez alcanzada la resistencia estructural de la losa de transferencia y de todos los elementos de concreto, se colocaron los hilos, reglas, espejos y micrómetros en la pila de prueba y en las zapatas de apoyo. En este momento se realizó la primera lectura (lectura cero de referencia) de asentamientos de la pila.
2. Se inició la colocación del lastre con un total de 60 bloques de concreto reforzado, distribuidos en 4 camas de 15 bloques cada una. Los bloques se colocaron en una secuencia sensiblemente simétrica tratando de evitar en lo más posible excentricidades de carga.
3. Colocada la totalidad de los bloques sobre la losa de transferencia, se registraron sobre la pila un total de 961.8 t; por tanto, para alcanzar la carga de prueba de 1,300 t, se activaron los dos gatos hidráulicos colocados sobre la pila, conectados en serie, para reaccionar contra el lastre. Se hicieron cuatro incrementos de 84.55 t y se midió la velocidad de deformación de la pila entre cada uno de ellos (revisando el límite de 0.25mm/h). Cada incremento se realizó en intervalos de 1 hora.
4. Una vez alcanzada la carga de prueba de 1,300 t, se bloqueó la presión en los gatos para mantener esta carga sobre la pila durante 24 horas.
5. Transcurridas las 24 horas se liberó presión en los gatos hasta volver a las 961.8 t, que se tenían antes de la activación de los gatos y posteriormente se continuó con el retiro de los bloques de concreto uno a uno hasta dejar la losa completamente libre de carga. Se realizaron continuos ajustes a la presión en los gatos de acuerdo al decremento teórico de carga sobre la pila.
6. Una vez retirados todos los bloques se cerró la carrera de los gatos.

El registro de las deformaciones unitarias en el concreto de la pila, a través de los deformímetros así como la lectura de las presiones sobre las inclusiones con las celdas de presión, se realizó automáticamente y de forma ininterrumpida en intervalos de entre 20 minutos y 1 hora dependiendo de la fase de carga de la pila.

Paralelamente, se llevó un registro a mano de la carga recibida por las cuatro celdas de carga colocadas sobre la cabeza de la pila. Se tomaron lecturas al inicio y al final de la prueba, por cada bloque colocado en la losa, por cada incremento de presión en los gatos y durante el retiro de los bloques de la losa.

Finalmente, el registro de los desplazamientos de la pila y las zapatas 02 y 04 de apoyo también se realizó a mano, a través de la lectura directa de los micrómetros colocados en la cabeza de la pila, de los hilos de referencia colocados en la cabeza de la pila y en las zapatas de apoyo. Las lecturas se tomaron al inicio y final de la prueba, al iniciar y finalizar la colocación y retiro de cada cama de lastre, en intervalos de 10 y 20 minutos durante los incrementos de carga de los gatos, y en intervalos de una hora, durante las 24 horas de aplicación de la carga máxima de 1,300 t.



Presentar los resultados técnicos a detalle de la prueba sería innecesario para los alcances del presente trabajo, sin embargo es imprescindible presentar las conclusiones de la prueba ya que rebela de manera clara la certeza y la gran seguridad con la que trabajaran estos elementos durante la vida útil del proyecto.

CONCLUSIONES DE LA PRUEBA DE CARGA.

a) La carga de prueba alcanzada fue de 1,300 t las cuales representan 2.6 veces el esfuerzo en servicio de las pilas de proyecto, y fue soportada sin problemas por la pila de prueba de 2.7x0.5 m.

b) La deformación máxima (asentamiento) registrada en la pila de prueba, para la carga máxima fue de 8 mm. Una estimación de la carga de falla, corresponde a un asentamiento del orden del 10% del ancho de la pila, que para este caso, son 50 mm, con base en esto, el asentamiento generado durante la prueba, fue del orden de una sexta parte de lo estimado para una carga de falla. Esto nos dice que la pila de prueba puede desarrollar mucho más capacidad de carga dentro de niveles de deformación permitidos.

c) El trabajo por punta de la pila con la carga de prueba de 1,300 t, fue de 43 t. Esto representa que la generación de capacidad de carga por punta fue muy pobre, lo cual es congruente con el bajo asentamiento presentado.

d) Con base en los valores de carga y desplazamiento obtenidos, se concluye que la pila de prueba, valida el diseño de las pilas de proyecto. Dando un margen de seguridad suficiente.

e) Los esfuerzos registrados en la cabeza de las inclusiones varían proporcionalmente a la descarga en el desplante de la zapata de cimentación de los apoyos.



CAPÍTULO III

PROCESO CONSTRUCTIVO

III.1 Etapas del proceso constructivo.

Posterior al análisis y diseño de todos los elementos estructurales del proyecto se tiene la etapa de ejecución de la construcción los mismos, en este Capítulo, además de las etapas que se realizaron para la construcción, se presenta introductoriamente una descripción del muro Milán, su uso, así como algunos de los procedimientos constructivos del mismo.

La calidad en los procedimientos constructivos es de gran importancia debido a que dependiendo de la calidad en la construcción de los elementos estructurales, éstos desarrollarán óptimamente las características mecánicas esperadas que se obtuvieron del diseño y análisis, de tal suerte que aquí se habla, en el segundo subcapítulo, del control de calidad que se llevo a cabo a lo largo de la obra, con el objeto de mostrar la importancia de la misma.

Antecedentes históricos.

El empleo de bentonita como estabilizador de pozos de agua y petroleros se remonta a 1910, pero fue hasta 1938 que el ingeniero italiano Carlo Veder consideró usar la bentonita para estabilizar zanjas excavadas en el suelo. Posteriormente la técnica de los muros Milán floreció para la construcción del Metro de esa ciudad italiana, cuyo subsuelo aluvial con limos y arenas saturadas dificultaba las excavaciones; los inventores fueron los ingenieros Veder y Marconi que trabajaron independientemente, la desarrollaron por los años 1950 a 53 (Shnebelli, 1971), inmediatamente fue adoptada en otros países europeos, que por esos años tenían intensivos programas de reconstrucción tanto por los daños producidos por la 2ª Guerra Mundial como por la modernización de sus ciudades, Gould (1990). Sin duda en la ciudad de París la competencia entre dos empresas geotécnico-constructoras *Soletanche* y *Bachy* impulsó el desarrollo tecnológico actual de ese procedimiento de construcción.

En los Estados Unidos donde casi todas las excavaciones profundas se estabilizaban con tablestacas de acero, en 1962 se construyó el primer muro Milán para un edificio en la ciudad de Nueva York; posteriormente en 1967 se utilizaron en la construcción del metro de San Francisco y para la notable edificación del *World Trade Center* de Nueva York, obra donde se demostró ampliamente la confiabilidad de esa técnica y desde entonces se ha venido incrementando su empleo en ese país. Por esos años se acuñó el nombre de *Sturry Wall*, término que en español carece de significado, Tamaro (1990).

En la Ciudad de México. La necesidad de construir el Metro hizo necesario adoptar la tecnología del muro Milán a las arcillas blandas del subsuelo; el Ing. Enrique Tamez Director en ese entonces de la empresa Solum fue el geotécnico especialista que resolvió los aspectos técnicos e hizo posible la construcción del Metro.

Las primeras pruebas de excavación y manejo de lodos se iniciaron en 1966 y al año siguiente se fabricaron los primeros muros en la línea 2 del Metro, Tamez (1982).



Al muro Milán en la construcción del metro de la ciudad de México generalmente se le consideró durante la excavación como el elemento temporal que soportó los empujes horizontales y que posteriormente contribuye sólo como parte del peso del cajón, ya que la impermeabilidad y acabado final se el confió al muro de acompañamiento. Cabe comentar que sólo algunos tramos del Metro de la Ciudad de México fueron construidos utilizando al muro Milán como muro estructural definitivo y estanco, cualidades que le hubieran permitido incrementar su utilidad desde el inicio de su aplicación en México.

En 1992 CIMESA construyó la cimentación de un edificio con una excavación profunda de cinco sótanos recurriendo a los muros prefabricados *Panasol* (Santoyo y Cuevas, 1992). El profesor J. Grenet de Soletanche intervino en los detalles, en 1993 CIMESA construyó un tramo del Metro con esa técnica; esos trabajos han estimulado a varos diseñadores y constructores para desarrollar sus versiones de la construcción del muro prefabricado.

En los años 1979-80 se construyeron varios muros Milán en dos de los entonces nuevos puertos del Golfo de México: en el de Dos Bocas los resultados fueron mediocres por el descuido de los detalles; en cambio, en el de Altamira se logró un mejor trabajo. Entre 1982-83 se construyeron numerosos muros Milán para la 2ª etapa de la siderúrgica SICARTSA en Lázaro Cárdenas, en suelos aluviales de alta permeabilidad, a pesar de lo difícil e inestables de los suelos los resultados fueron de calidad excelente.

Muro Milán

El muro Milán, *Diaphragm Wall*, o pantalla se puede definir como una pared tablestaca de concreto reforzado formada en el subsuelo y que indistintamente recibe alguno de esos nombres, es un ingenio constructivo que ha influido notablemente en la construcción de estructuras alojadas en el subsuelo y sistemas subterráneos de transporte urbano en muchas ciudades del mundo; su función principal es la de servir como elemento de sostenimiento temporal de zanjas longitudinales abiertas en la masa de suelo y también se ha empleado extensamente para estabilizar excavaciones profundas para la construcción de cimentaciones.

La variedad de sus aplicaciones cada día es mayor y la calidad que se le puede dar también ha mejorado, incrementando su empleo como muros estructurales definitivos tanto en cajones para Metro, en cimentaciones de edificios, en simples muros de contención y muros de protección contra inundaciones. Otra frecuente aplicación es para la construcción de muelles marginales. Ver figura 3.1.



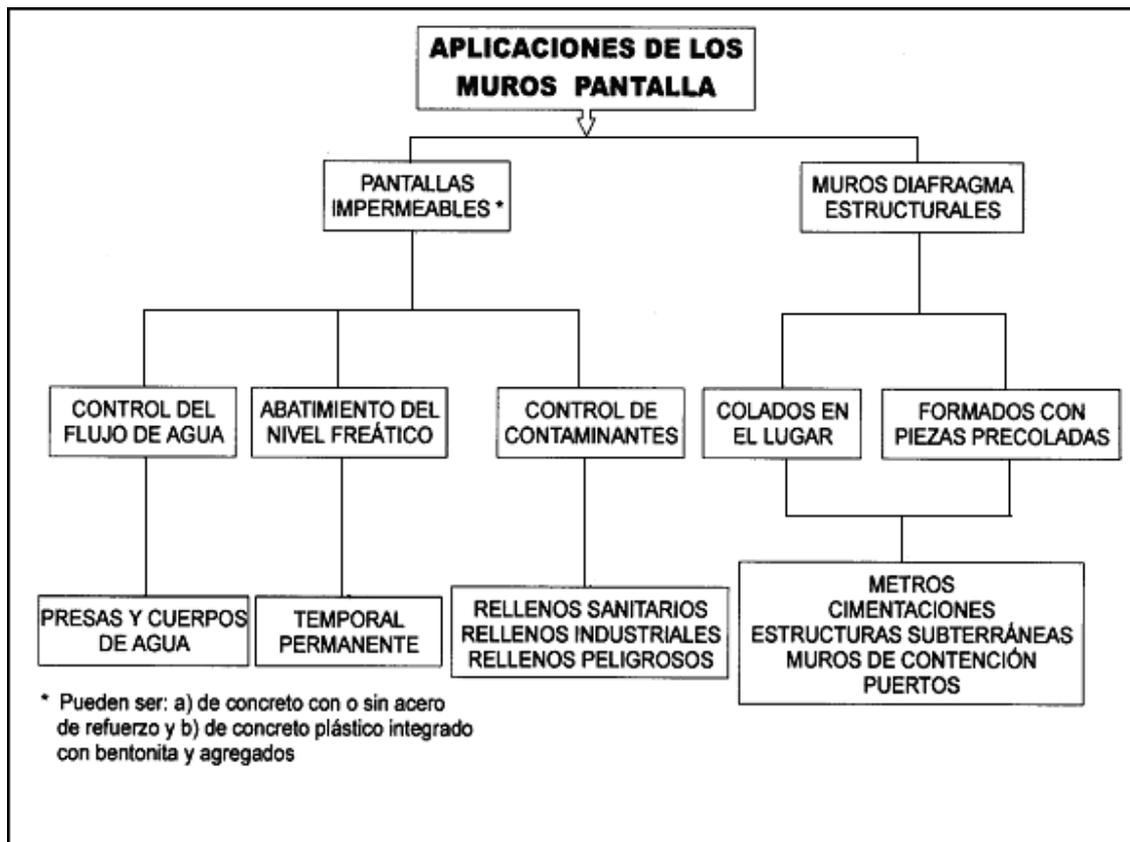


Figura 3.1. Campos de aplicación.

A continuación se presenta una breve descripción de algunos de los diferentes tipos de muro Milán que existen actualmente. Debido a las diferentes características del terreno natural donde se requiere desplantar y a los diferentes usos a los que pueda destinarse la construcción de un muro Milán, puede tener las siguientes variantes.

Muros Milán plástico armado.

Estos muros se realizan con la finalidad de crear planos de impermeabilización y así evitar flujos de agua que pudieran poner en peligro la estabilidad de la estructura, su utilización más frecuente se da en los tratamientos de cimentación de presas, de ataguías, muros de contención, cajones o cárcamos impermeables principalmente. En ocasiones se les coloca acero de refuerzo para tener capacidad estructural.

Muro Milán Prefabricado.

La construcción de túneles urbanos, sótanos de edificios y estacionamientos subterráneos por medio del muro Milán ha evolucionado enormemente con la utilización de elementos prefabricados llamados Muro Milán Prefabricado o Muro Panasol. Estos muros se colocan en zanjas perforadas y estabilizadas por medio de un lodo de bentonita, o de lechada de cemento-bentonita. La liga impermeable entre paneles se realiza por medio de una junta



impermeable inflable de neopreno llamada también Junta Water Stop. El muro Milán prefabricado se adapta fácilmente a las necesidades del proyecto al cual se destina. Lo que hace ideal su utilización en: cajones de cimentación de edificios, túneles para el Metro, estaciones del Metro, pasos a desnivel, cárcamos de bombeo de gran capacidad, canales de grandes dimensiones, muelles de carga y en general, en cualquier obra que requiera rapidez, acabado aparente, gran impermeabilidad.

Muro Milan Colado en Sitio

Este tipo de muro se adapta fácilmente a las necesidades del proyecto al cual se destina, por ejemplo en estructuras subterráneas, cimentaciones, muros de contención y puertos. Este tipo de muro tiene tres alcances básicos para que sea efectiva la calidad para su empleo; la primera es el *módulo de excavación o tablero* que se identifica como un tramo de zanja que se profundiza con una máquina excavadora vertical para alcanzar una longitud y una profundidad según lo requiera el proyecto, la longitud precisa de la zanja queda condicionada por la de cada segmento del muro, mas el ancho de la junta o juntas del colado; la segunda es *restricciones de frontera*, que es el procedimiento de vaciado del concreto el cual consiste en que una vez que coló un tablero confinado en sus extremidades por juntas temporales y que el concreto haya alcanzado la resistencia que tolera esas maniobras, se procede a colar el tablero siguiente y por último la tercera regla es *secuencia alternada de excavación* en la cual consiste en una primera etapa de avance, que se detendrá cuando los muros iniciales tengan la edad mínima que se describió en la regla anterior anterior; en ese momento el equipo de excavación y colado retrocede para iniciar la segunda etapa de avance, en la que se construyen los tableros intermedios faltantes.

Etapas del proceso constructivo.

Una vez definido el concepto del muro Milán y después de haber visto algunos aspectos históricos del mismo, se verán a continuación las etapas de construcción del proyecto. Las etapas generales de ejecución de la obra fueron las siguientes:

- Formación de plataforma de trabajo.
- Construcción de muro Milán.
- Construcción de inclusiones rígidas.
- Primera etapa de excavación, para construcción de anclas.
- Colocación de sistema de anclaje.
- Construcción de trabe de coronamiento de muro y relleno en su respaldo "lado tierra".
- Tensado de anclas.
- Construcción de pilas y de losa cabecera.
- Construcción de trabes correderas.
- Dragado a la -12.00 m en el frente de agua.



A continuación se verá la descripción de cada una de las etapas constructivas, que se mencionan arriba.

Construcción del muro Milán.

En la siguiente Figura se aprecia el esquema general de la primera etapa de construcción del proyecto que consistió en la construcción del muro Milán. Se aprecia en el esquema de abajo el muro Milán de 1 m de espesor ya terminado a la cota -22 m, atravesando todos los estratos hasta tocar a la marna (estrato duro). Se detalla, también, su construcción en las siguientes páginas.

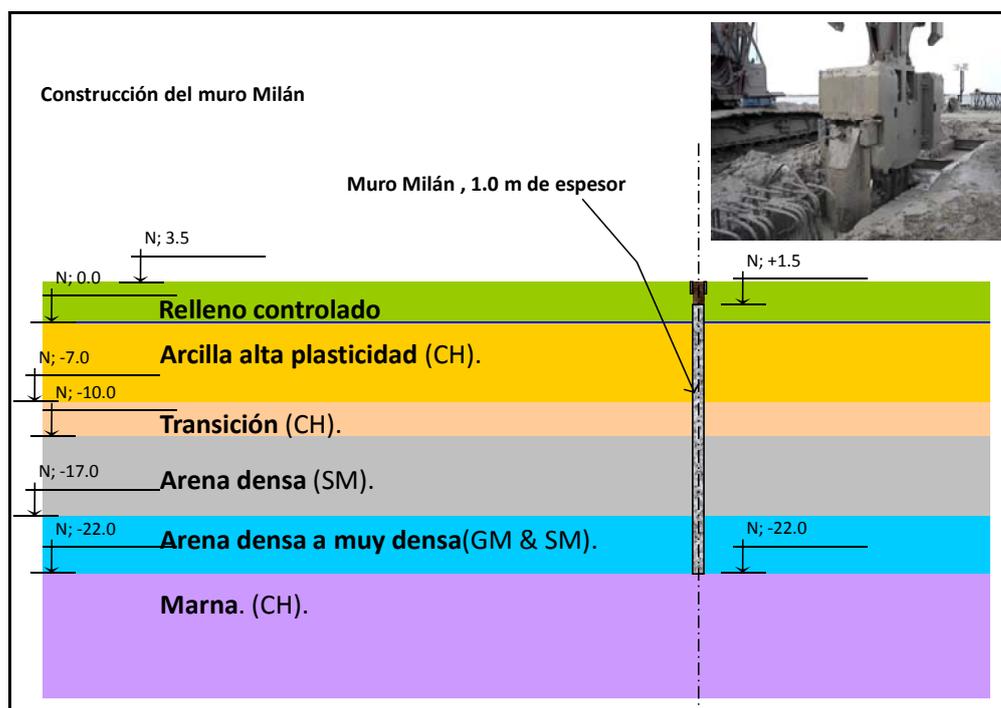


Figura 3.2. Primera etapa, construcción de muro Milán.

En seguida se muestra el procedimiento de construcción que se aplicó en el proyecto de la presente tesis. Se comienza con una excavación por partes, posteriormente se procede a la aplicación de lodo bentonítico para estabilizar, paredes de la zanja, durante los trabajos de construcción, ver Figura 3.3. En otra etapa se procede a la colocación del armado (acero de refuerzo), en la Figura 3.4 se puede apreciar una vista del armado ya colocado y en la fotografía (ver Figura 3.4 y 3.5), se aprecia la colocación del mismo mediante grúas.



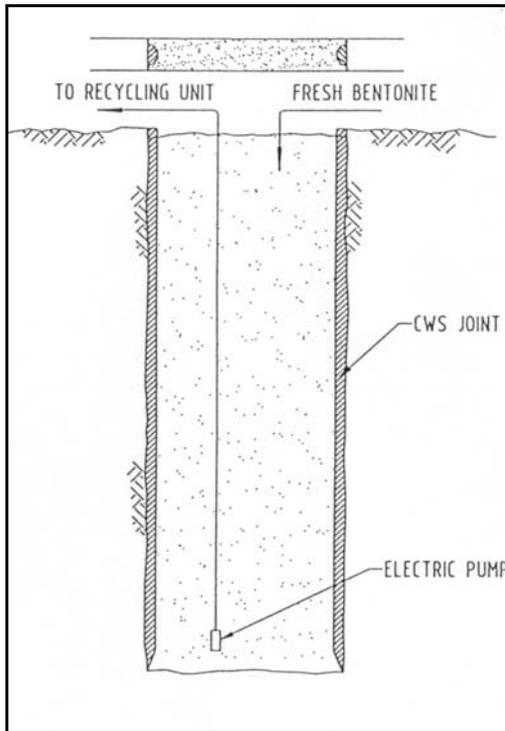


Figura 3.3. Excavación.

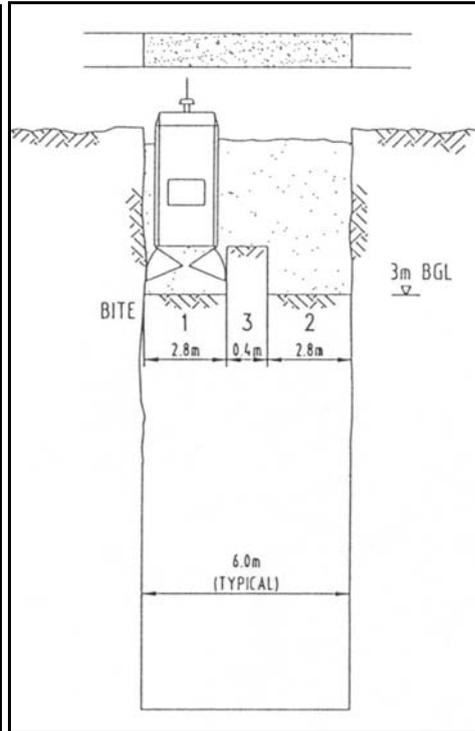


Figura 3.4. Aplicación de lodo bentonítico.

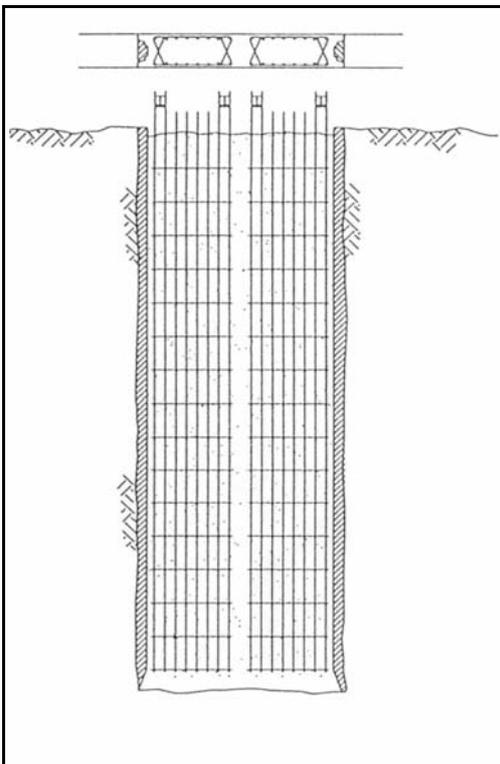


Figura 3.5. Vista de armado.



Figura 3.6. Colocación de refuerzo.



Después de la colocación del armado, se sigue con el colado del muro, mientras se extrae y recupera el lodo bentonítico, simultáneamente (a este método se le conoce como "Tremie"). Como se puede apreciar en las Figuras se cuela una mitad del muro y después al terminar se aplica el mismo procedimiento para la parte derecha del muro, se coloca el armado y se cuela después de ya estar construida la parte izquierda, ver Figura 3.7.

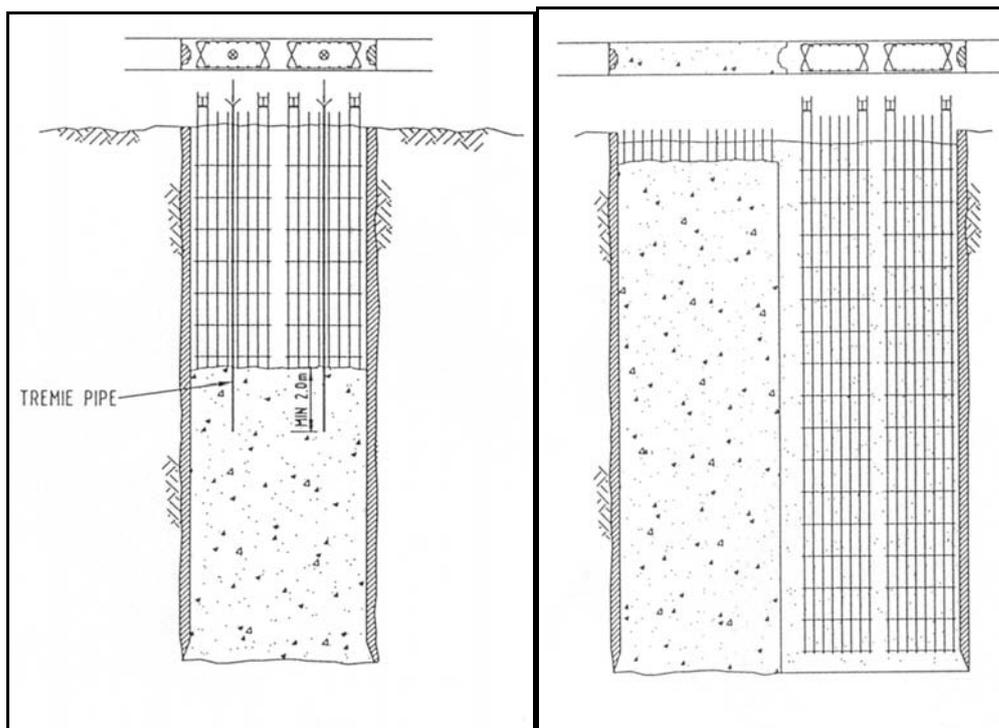


Figura 3.7. Colado de muro.

Figura 3.8. Colocación de armado derecho.

Al construirse completamente la parte izquierda, se comienza, inmediatamente, con la parte derecha -ver Figura 3.7-, el armado es colocado, en forma similar a la mitad izquierda, se coloca el armado dentro de la zanja con lechada de bentonita; se cuela y al final esta parte queda sellada con una junta de material flexible (neopreno) para evitar filtraciones entre la junta de los dos miembros como se aprecia en la Figura 3.8, donde se ve una vista frontal y en planta del muro Milán ya terminado.



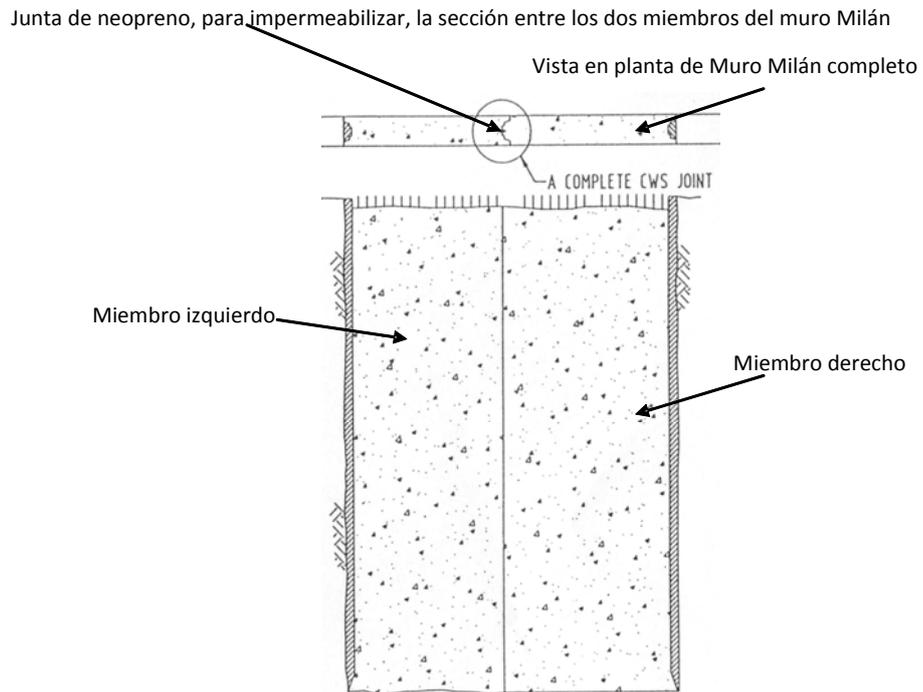


Figura 3.9. Vista de muro Milán terminado.

La siguiente Figura muestra la fotografía de la planta del muro Milán completo donde se observa, por un lado, el colado del muro y en la Figura 3.11, la junta que impermeabiliza el lado primario con el secundario y se aprecia, también, las varillas del armado.

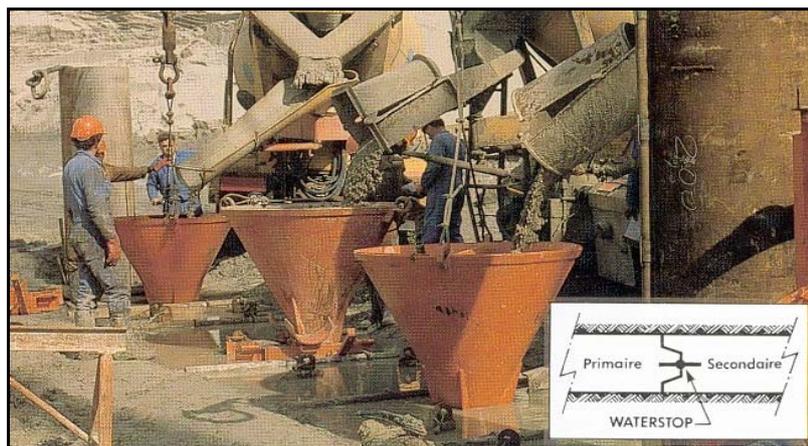


Figura 3.10. Colado de muro Milán con método "Tremie".





Figura 3.11. Junta de PVC entre lado primario con secundario.

Construcción de las inclusiones rígidas.

Como se mencionó en el Capítulo I, en la estructuración del proyecto, se colocaron inclusiones rígidas de 40 cm. de diámetro a cada dos metros en retícula cuadrada. El procedimiento constructivo que se llevó a cabo se detalla a continuación.

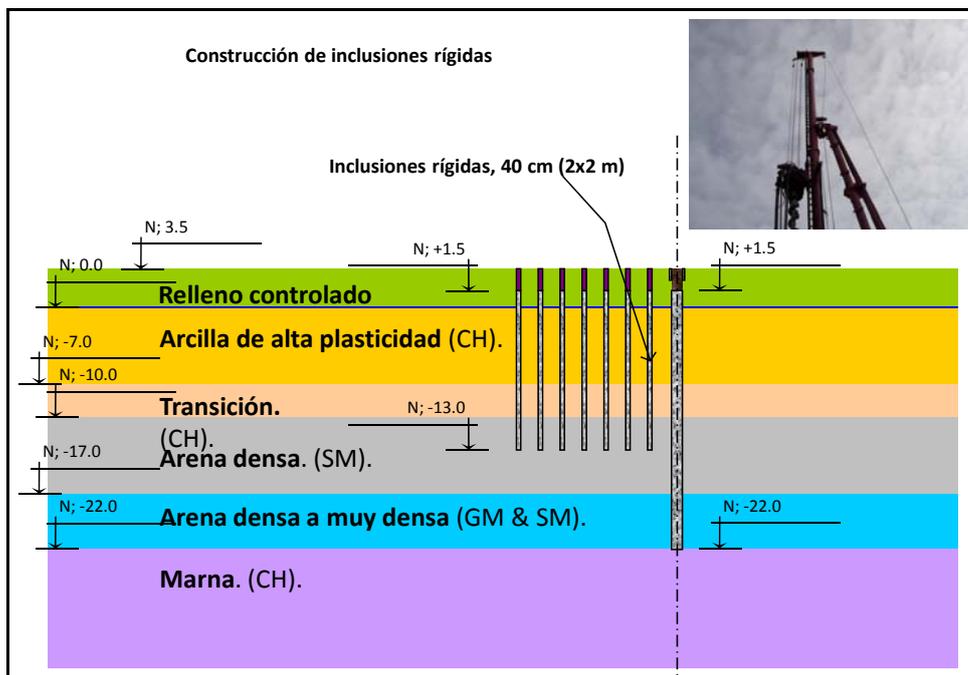


Figura 3.12. Segunda etapa. Inclusiones rígidas.



Se construyó una retícula cuadrada de 2m cada inclusión tiene un diámetro de 40 cm. Tales inclusiones tienen un $f'c = 150 \text{ kg/cm}^2$.

En los siguientes esquemas se observa el método de construcción de las inclusiones:

- Se introduce el barreno giratorio que se muestra en la Figura 3.13, éste tiene adaptado un tubo – manguera, por donde se inyecta la lechada de concreto $f'c = 150 \text{ kg/cm}^2$.
- Este barreno se introduce hasta el nivel de desplante -13 m definido para las inclusiones rígidas, este nivel llega hasta el tercer estrato de suelo que es la arena de consistencia dura. Ver Figura 3.14.
- Una vez hincado el barreno al nivel de desplante deseado (cota -13 m), se inyecta la lechada; ésta llena el espacio hecho por la barrenación.
- Ya que se inyectó el total de lechada se retira el barreno y se coloca el refuerzo, ver Figura 3.15.

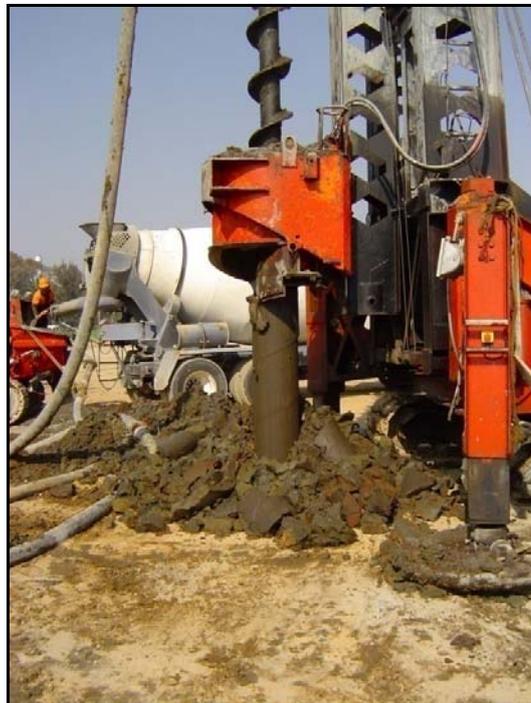


Figura 3.13. Perforación para inclusiones rígidas.



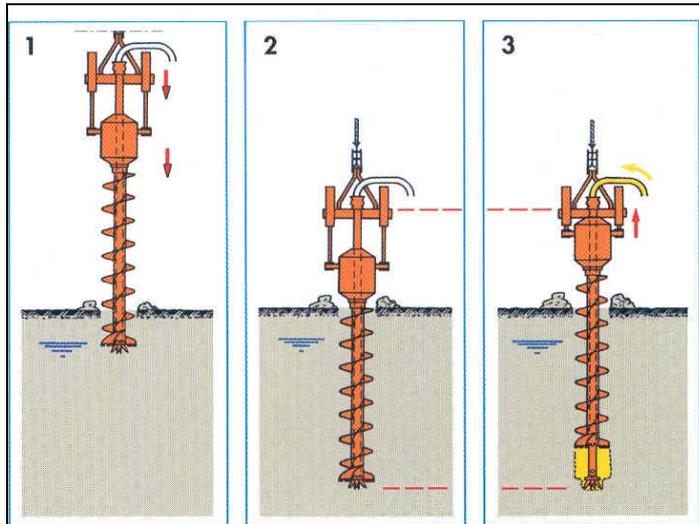


Figura 3.14. Perforación hasta el nivel de desplante.

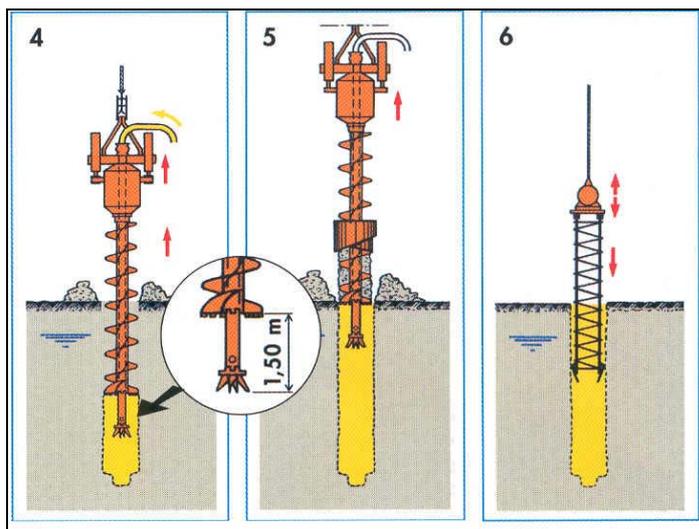


Figura 3.15. Inyección de lechada de concreto simple $f'c = 150 \text{ kg/cm}^2$.

Excavación en el frente de agua.

Después de la construcción de las inclusiones rígidas se realizó la excavación en el frente de agua hasta llegar al primer estrato de arcilla al nivel 0.0 m.s.n.m., obsérvese la Figura 3.16. Uno de los objetivos de dejar descubierto parte del muro Milán en su frente de agua es colocar uno de los extremos del sistema de anclaje, como se verá más adelante.



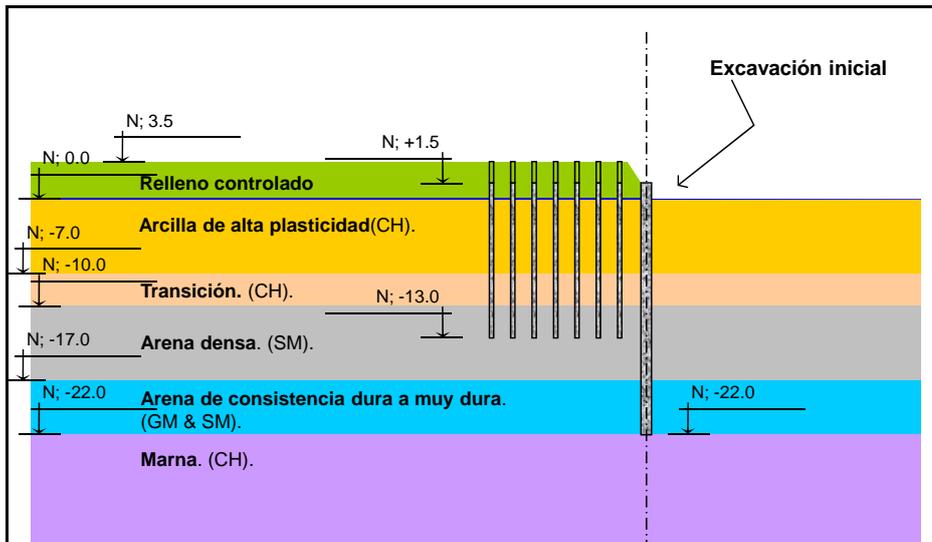


Figura 3.16. Excavación en el frente de agua.

En la fotografía de la siguiente página (ver Figura 3.17) se puede apreciar los trabajos de excavación; se observa una retroexcavadora realizando los trabajos, hacia el frente de agua del muro Milán.

Como se observa los trabajos se realizaron a lo largo del muro Milán al retirar el material de relleno controlado y alcanzar el primer estrato de arcilla. Esta fue una primera etapa de excavación que antecede a otra de mayor profundidad (12 m).



Figura 3.17. Trabajos de excavación en el frente del muro Milán.



Construcción del sistema de anclaje.

Una vez realizada la primera excavación se continuó con la construcción del sistema de anclaje, que consistió en la colocación de 9 torones 9T15 a cada 2 m con 15m de longitud de bulbo y 20.65 m de longitud libre. Estos torones se colocaron hasta el estrato profundo llamado marna y atravesando el estrato duro de arena. Ver Figura 3.18.

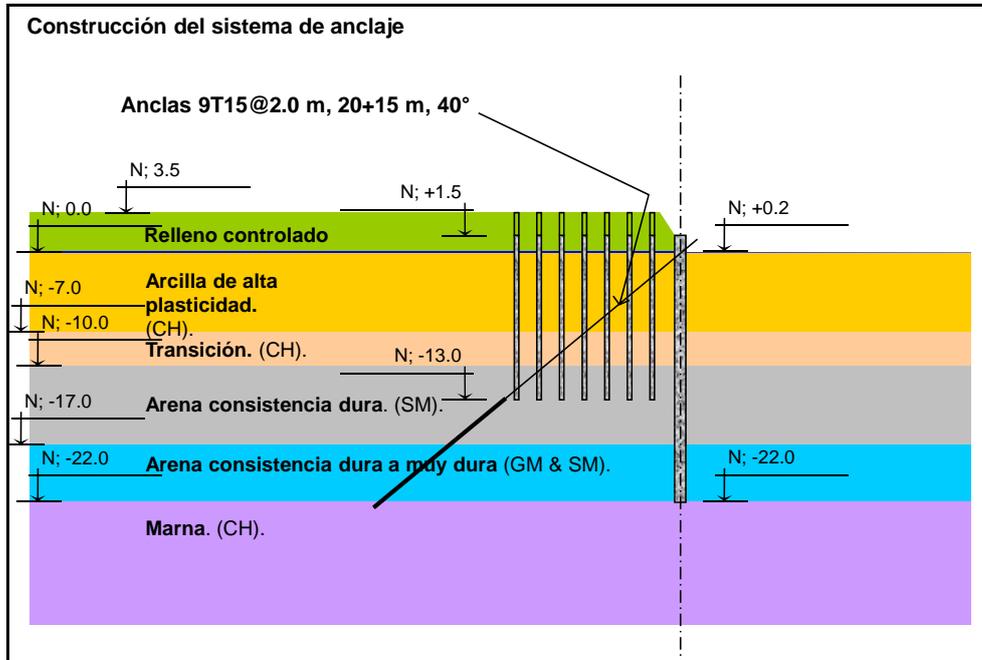


Figura 3.18. Esquema del sistema de anclaje.

Se colocaron tubos de PVC de 4" de diámetro a cada 2.0 m, protegidos en el extremo del lado tierra con geotextil, éstos servirán para drenar -ver Figura 3.19-.



Figura 3.19. Fotografía donde se observan los tubos de PVC ahogados dentro del muro.



La colocación del sistema de anclaje se puede observar en las siguientes fotografías. En la Figura 3.20 se aprecia la maquinaria que está instalando las anclas a través del muro Milán. Este equipo clava las anclas hasta llegar a través del estrato de arena y llegar a la Marna.

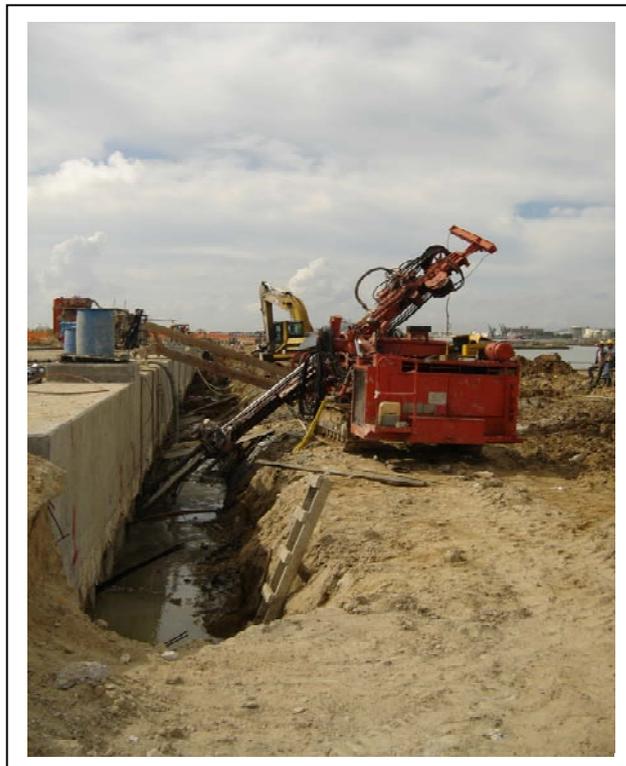


Figura 3.20. Colocación de sistema de anclaje.

Construcción de cabezal o trabe de coronamiento.

Se construyó un cabezal en la parte superior del muro Milán, en el frente de agua se construyó una estructura llamada cabezal o cabeza de 1.35 m x 2 m, en su sección transversal, la función de proteger el sistema de anclaje, ya que la cabeza de las anclas está ahogada en el concreto de la trabe de coronamiento del muro a un nivel superior del agua.

En la siguiente Figura se puede observar la forma en que queda estructurado. Se colocó sobre la parte superior del muro Milán a nivel del relleno controlado.



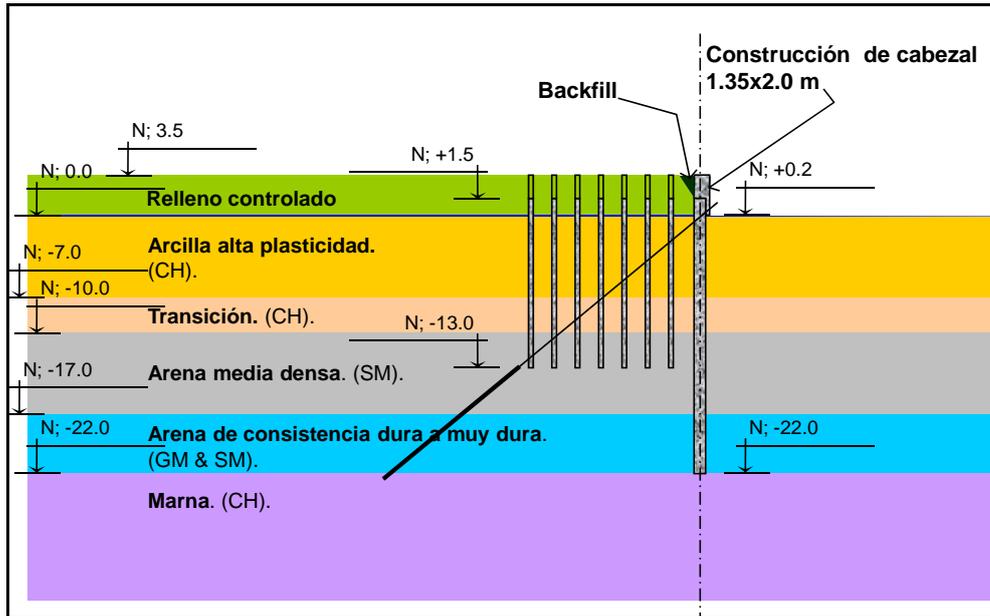


Figura 3.21. Construcción de cabezal.

En la siguiente Figura se puede apreciar el detalle de construcción de la cabeza del muro Milán. La cabeza tiene un ancho de 1.35 m y tiene una altura de 2 m sobre la parte superior del muro Milán en su sección corriente. Está desplantado en la cota + 1.50 m. Para este elemento se utilizó concreto de 300 t/m².

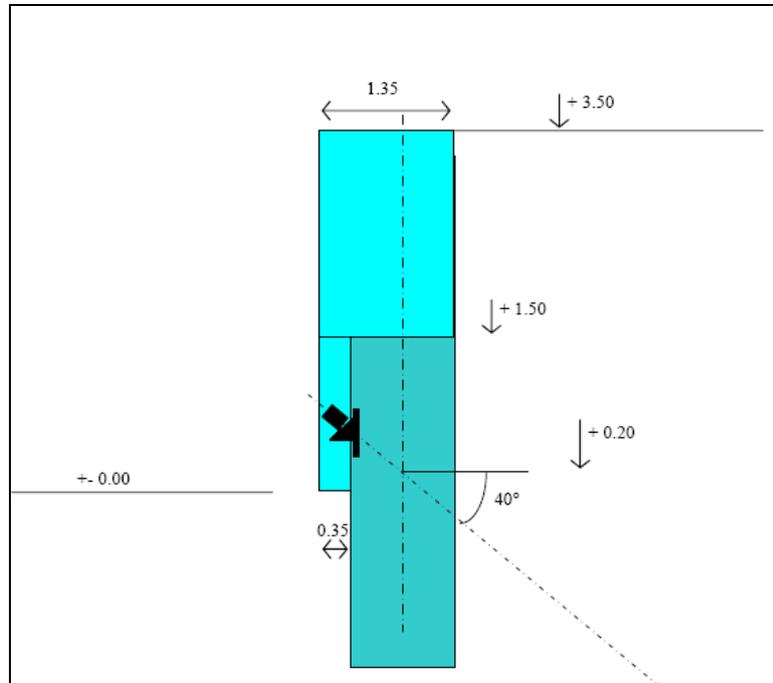


Figura 3.22. Construcción de trabe de coronamiento.



Tensado de anclas.

La rigidez axial de las anclas se consideró con 5 torones por unidad de longitud del muro, como se puede ver en la siguiente Figura (ver Figura 3.24).

La estructuración es la siguiente:

Longitud elástica $l = 20.0 + 7.5 = 27.5 \text{ m}^3$.

La rigidez axial $r = EA/l = 5 * 150 * 200 / 27.5 = 5,500 \text{ KN /m}$ por unidad de longitud de muro.

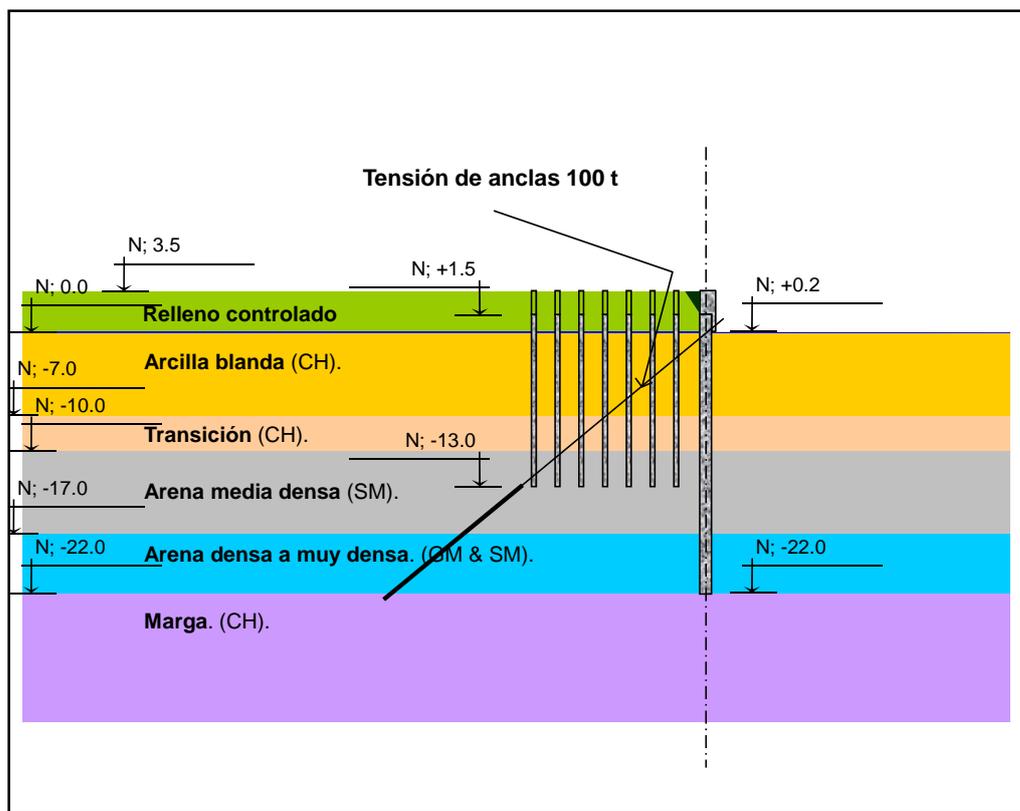


Figura 4.23. Tensado de ancla.



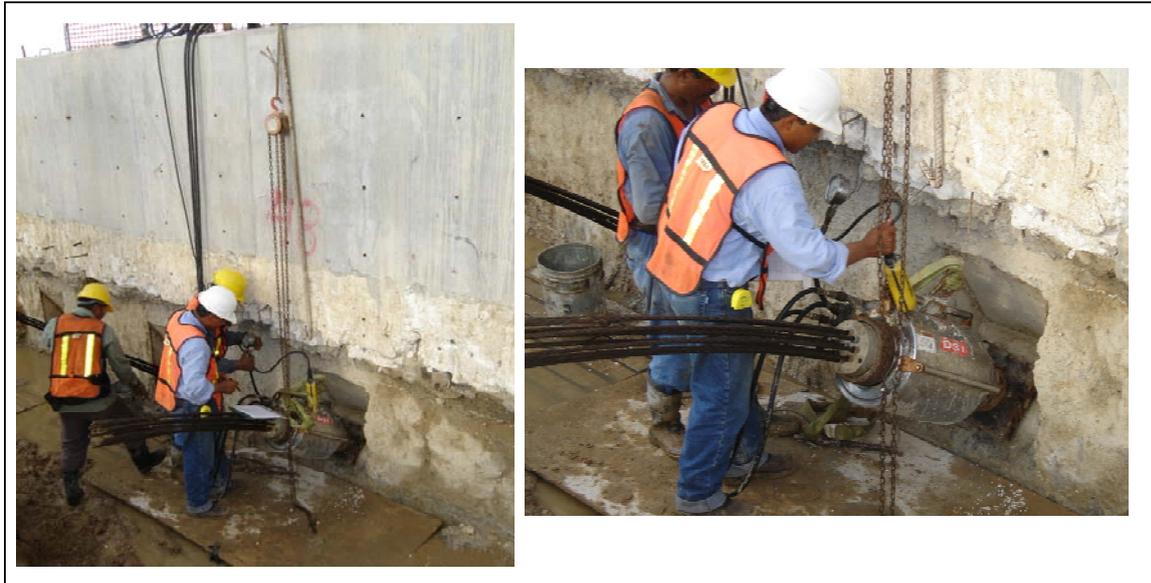


Figura 4.24. Tensado de fuerza de tensión de 100 toneladas.

Después de tensar los torones de anclaje, como se aprecia en la anterior Figura, se puede apreciar en la Figura 3.25, la forma en que quedan instalados sobre el muro Milán en el frente de agua, tanto los torones como los drenes.

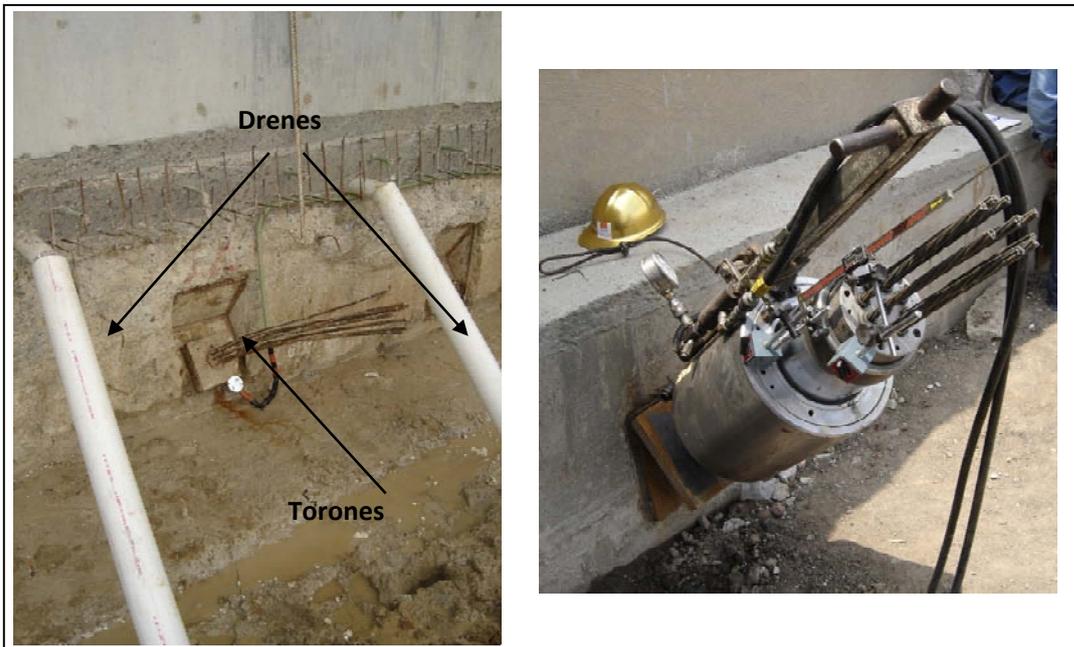


Figura 3.25. Vista donde se observan los torones y los drenes.



Dragado hasta la cota -12.5 en el frente de agua.

El dragado de agua se llevo a cabo a la cota -12.5 con el objetivo de que al ya estar en servicio el patio de fabricación la barcaza pueda acercarse para retirar las plataformas ya construidas. La estructuración de esta etapa se muestra en la siguiente Figura.

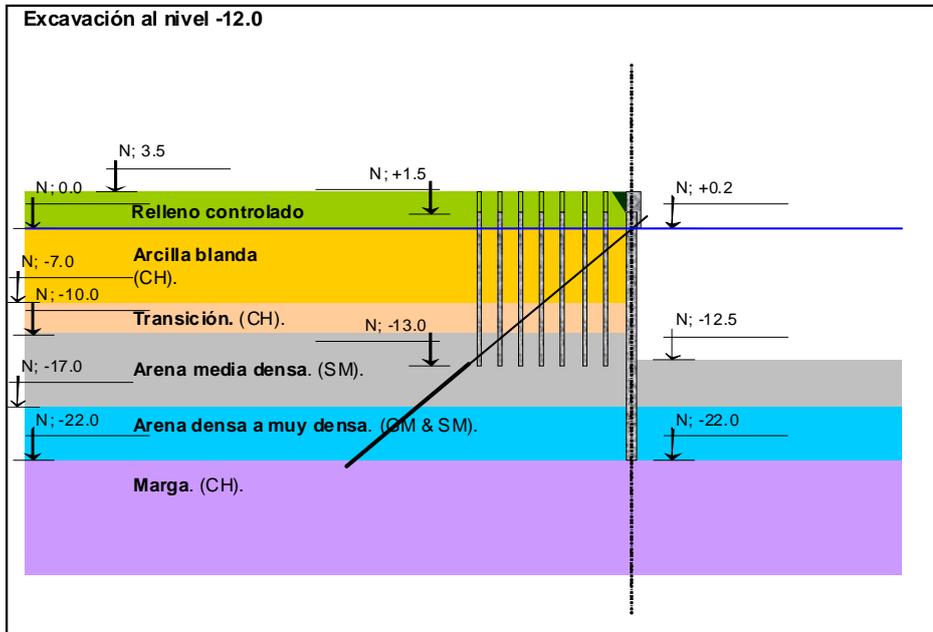


Figura 3.26. Dragado al nivel -12.5.

En las siguientes fotografías se observa el proceso de excavación hasta el nivel -12.5. Se aprecia la retroexcavadora llevando a cabo el dragado en el frente de agua del muro Milán.



Figura 3.27. Retroexcavadora realizando el dragado.



Construcción de losa cabecera y traveses correderas.

Para la construcción de la losa cabecera y traveses correderas se utilizaron las siguientes propiedades:

El acero de refuerzo usado tiene un f_y de 420 Mpa. El concreto utilizado fue del tipo estructural clase 1, con una resistencia especificada a la compresión simple de 30 M Pa, para vigas de concreto en correderas, losa de concreto en cabeceras y traveses de coronamiento.

Así pues el peso específico considerado para el concreto reforzado fue de 2.4 T/m^2 (24 KN/m^3).

El peso específico considerado para el concreto simple fue de 2.2 T/m^2 (22 KN/m^2).

En la siguiente Figura se puede apreciar la forma en que quedo construida la losa cabecera y las traveses correderas.

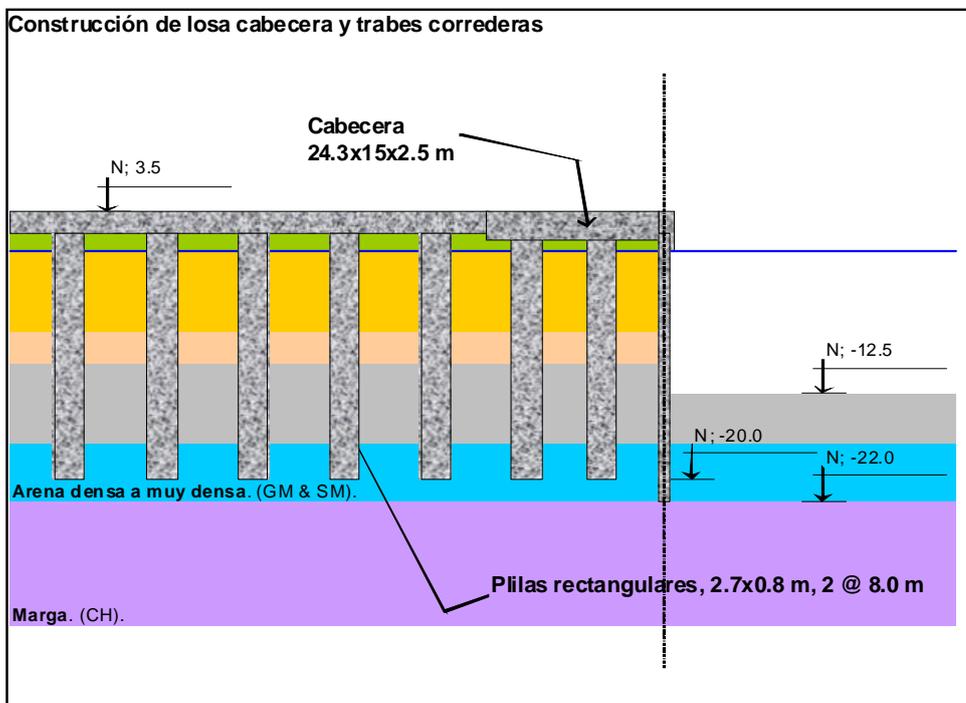


Figura 3.28. Losa cabecera y traveses correderas.

Como se mencionó en otro Capítulo, y se aprecia en la Figura 3.31, la construcción de la zona de correderas la conforman 11 pares de pilas de sección rectangular de $270 \times 80 \text{ cm}$ deplantadas a partir del nivel -20.0 m separadas @ 8.0 m en el sentido longitudinal y 2.3 m en el sentido transversal, las cuales soportan una trabe de sección rectangular de $360 \times 200 \text{ cm}$.





Figura 3.29. Armado de traveses correderas.



Figura 3.30. Vista de zona de correderas.

En la zona de correderas se construyó una zona adyacente de cabeceras que está formada por una losa con dimensiones en planta de 15.0 x 24 m y un espesor de 250 cm, la cual será soportada por una sección del muro Milán del frente de agua y por dos filas de 7 pilas con la misma sección rectangular que la definida para la zona de correderas con una separación entre flas de 5.85 m y a ejes 3.47 m.





Figura 3.31. Vista de zona de cabeceras.

Como se aprecia en la anterior imagen la zona de cabeceras es la zona más ancha del proyecto que se localiza en el frente de agua.



Figura 3.32. Vista aérea de la zona de construcción.



III.2 Control de calidad.

La calidad en los procesos constructivos son muy importantes, ya que si se tiene una buena ejecución de los trabajos durante la construcción, ya que las condiciones de resistencia y de operación de todos los elementos estructurales que componen el muelle se comportaran adecuadamente, durante su vida útil; tal como se vio en las etapas del diseño y análisis.

Para los procedimientos constructivos se llevó un estricto control de calidad durante la ejecución de los mismos. En este subcapítulo que concluye el presente trabajo se presenta la descripción del control de calidad que se llevó a cabo para el muro Milán, con el objeto de mostrar la importancia que tiene el control de calidad en cualquier proceso constructivo.

Para entender de una mejor forma cómo se llevo a cabo el control en este proyecto, se mencionan a continuación las dos etapas generales constructivas que deben llevarse para la construcción del muro y posteriormente las etapas intermedias describiendo de manera concisa los pasos ejecutivos y cuidados que deben llevarse para asegurar la calidad en cada etapa para, así, lograr de manera adecuada la construcción integral de todo el muro.

Posteriormente se presentan algunos de los formatos que se utilizaron, durante la obra para la construcción del muro Milán, donde se especifica los pasos a seguir por el personal, durante la obra. Esto con el objetivo de mostrar la manera en que el personal en campo tiene la posibilidad de llevar un procedimiento constructivo de calidad durante la ejecución y la duración de la misma.

Cabe señalar que mostrar todos los formatos utilizados en el proyecto quedaría fuera de los alcances del presente trabajo, por lo tanto tomaremos el formato que corresponde al tratamiento del lodo bentonítico y su colocación, y explicaremos la manera de aplicar los cuidados correspondientes descritos en los formatos de calidad.

La excavación en zanja y el colado de los paneles son las dos etapas constructivas principales:

1. COLOCACIÓN EN ZANJA.

a) Colocación de brocales.

Los brocales tienen cuatro funciones básicas:

- Sostenimiento del terreno superficial,
- Trazo y referencia del muro,
- Guía de la almeja de perforación,
- Soporte de las armaduras durante el proceso de colado.





Figura 3.33. Vista donde se puede apreciar la colocación de brocales.

b) Modulación de los paneles.

La modulación se define al inicio de la perforación del muro tomando en cuenta:

- La geometría del muro a construir,
- Las dimensiones de las almejas utilizadas,
- El peso de las armaduras (adaptado a la capacidad de la grúa de servicio),
- La capacidad de suministro del concreto,
- Las características del suelo.

c) Lodo bentonítico.

El lodo bentonítico sirve para mantener estables las paredes de la excavación hasta terminar el colado del concreto.

d) Perforación.

La perforación se realizó con equipo hidráulico de tipo KS 3000 que presenta la particularidad de tener una almeja de 2.70 m. x 1.0 m guiada por medio de un Kelly sobre los primeros metros de perforación, luego de trabajar en forma de péndulo, la almeja siendo suspendida con cables.(ver Figura 3.34).





Figura 3.34. Almeja para perforación de zanja.

2. COLADO DE LOS PANELES.

a) Desarenado y limpieza de los paneles.

Esta operación consiste en limpiar con el equipo de perforación el fondo de un panel con el propósito de prepararlo para el colado.

b) Preparación y colocación de las juntas.

Las juntas son juntas metálicas rígidas que sirven de cimbra de extremidad en las caras de paneles colados en terreno natural (primarios o mixtos), y que permitieron asegurar la estanqueidad entre dos paneles.

c) Colocación y fabricación de las armaduras.

Los aceros fueron habilitados en la obra según las especificaciones de los planos de construcción. Las armaduras tienen una sección diseñada para permitir la colocación de las juntas CWS.

d) Colocación del concreto.

El concreto fue suministrado por una planta aprobada a una cadencia mínima de 40 m³/h al pie de los tubos Tremie. La conformidad del concreto con la fórmula previamente definida y aprobada, fue verificada sistemáticamente en cada olla:

Verificación del código sobre la nota de remisión del concreto; verificación del revenimiento con cono de Abrams de 18 cm con tolerancia de ± 2 cm. Una vez iniciado el colado, no se interrumpió la operación antes de su terminación completa.

Control de calidad de la colocación del lodo bentonítico.



El lodo se fabricó en un mezclador de alta turbulencia de capacidad 1200 litros equipado de bomba tipo Mission. La bentonita fue suministrada en sacos y su dosificación fue de 30 a 50 kg/m³ (según la calidad del producto), con el fin de llegar a una viscosidad Marsh de 32 a 35 segundos.

En caso de pérdida de lodo importante en curso de perforación, se elaboraron lodos mucho más viscosos con el fin de tapar las fugas en el terreno.

El lodo contaminado o con alto contenido de finos del terreno fue reciclado con el fin de cumplir con las características requeridas antes del colado del concreto:

- Viscosidad Marsh: 32 a 45 segundos
- Densidad < 1.15.
- Cake a 7'30" < 3 mm.
- Agua libre a 7'30" 18 a 25.
- PH < 11.
- Contenido de arena < 3%.

Controles e instrucciones.

Para poder ejecutar de una manera adecuada todas las instrucciones anteriores se utilizaron durante la obra los siguientes formatos con sus respectivas claves de control.

Formato PEC-01.

Este formato es donde se describen las etapas generales a seguir en la construcción del muro, como se aprecia en la página siguiente (Ver Figura 3.35).



CIMESA	PEC-01		PROGRAMA DE EJECUCION Y CONTROL		
	REV.	10			

OPERACION	SISTEMA OPERATIVO	FRECUENCIA	RESPONSABLE DEL CONTROL	RESULTADO A OBTENER	QUEDA REGISTRADO EN
Replanteo del brocal	Topográfico: Teodolito con Certificado de Calibración	Inicio obra o de tramo	Si es responsabilidad de CIMESA: El Jefe de Obra obtiene certificado del teodolito	El replanteo del brocal debe obtener la aprobación del cliente	Plano constructivo
Replanteo de los paneles	Métrico sobre el brocal guía	Cada panel	Jefe Turno	Longitud acorde con la de la cuchara de perforación	A medida que la obra avanza se van reflejando sobre el Plano constructivo
Emplazamiento del equipo	Mirar el plano y poner n° de panel en el reporte de obra	Cada panel	Jefe Turno	Ubicación correcta. Area de trabajo que permita estabilidad del equipo de perforación	Plano constructivo y en el parte de obra
Perforación	Verticalidad equipo electrónico o manual. Se va corrigiendo sobre la marcha de acuerdo a las medidas del equipo	Cada panel	Operador grúa excavacion	La anchura y longitud de perforación debe permitir la entrada de la armadura con sus centradores hasta la profundidad de proyecto	La anchura, longitud y profundidad en el reporte de obra
	Profundidad medida con un cable con lastre				Profundidad de proyecto
Lodo antes de hormigonar	Elutriometro	Cada panel	Jefe Turno	< 3%	reporte de obra
Colocación de la armadura	Visual	Cada panel	Jefe Turno	Dimensiones de la armadura y características mecánicas del acero: las fijadas en el plano constructivo	reporte de obra
Colocación del hormigón	Tubo tremie	Cada panel	Jefe Colado	Colado sin cortes	Se anota en el reporte de obra si se produjera un corte
Control de calidad sobre el hormigón	Cono Abrams	De acuerdo a la norma del proyecto	Si es CIMESA: Contratar Laboratorio a través de <i>Compras</i>	Hormigón: Resistencia >350 kg/cm ² Tamaño árido <25 mm 16cm<reventamiento<20cm	Informe de laboratorio
	Toma de probetas				
Trazabilidad del hormigón	Anotar en la remision de la concretera el panel colado o cualquier otro sistema que garantice la trazabilidad				

Figura 3.35. Formato de tareas generales para el control de calidad.



A continuación veremos el siguiente formato utilizado en esta etapa (Clave PEC-03), ver Figura 3.36. Observar que cuando se recibe la bentonita en la obra se tiene que revisar en cada entrega la certificación del proveedor. El encargado de esto es el ingeniero técnico de obra y calidad. Esto permite asegurar que la calidad del producto.

CIMESA	PEC-03		PROGRAMA DE EJECUCION Y CONTROL		
	REV.	10	MURO MILAN Y PILAS OBLONGAS		
DESCRIPCION DE TRABAJO, MATERIALES, EQUIPO	TIPO DE INSPECCION Y PRUEBA A HACER	FRECUENCIA	RESPONSABLE DE CONTROL	Depto SEGURIDAD (copia)	Depto CALIDAD (copia)
APROBACIÓN DE PLANOS	COPIA DE LOS PLANOS FIRMADOS	CADA EMISIÓN	DEP. DE DISEÑO/INGENIERO	NO	SI
APROBACIÓN DE PROCESOS	COPIA DE LOS PROCESOS FIRMADOS	CADA EMISIÓN	INGENIERO RESPONSABLE DE OBRA	SI	SI
APROBACIÓN DE MEZCLA DE CONCRETO	COPIA DE MEZCLA FIRMADA POR PROVEEDOR	CADA EMISIÓN	INGENIERO RESPONSABLE DE OBRA Y CALIDAD	NO	SI
PRUEBA DE MEZCLA DE CONCRETO	VERIFICAR LAS PROPIEDADES DEL MEZCLO Y LA RESISTENCIA	CADA EMISIÓN	INGENIERO RESPONSABLE DE OBRA Y CALIDAD	NO	SI
BENTONITA	CHECAR LA CERTIFICACION DEL PROVEEDOR	CADA ENTREGA	INGENIERO RESPONSABLE DE OBRA Y CALIDAD	NO	SI
ACERO	CERTIFICACIÓN DEL PROVEEDOR, PRUEBAS DE CARGAS	CADA ENTREGA	INGENIERO RESPONSABLE DE OBRA Y CALIDAD	NO	SI
FABRICACION DE BENTONITA	DENSIDAD 1.01 TO 1.18 VISCOSIDAD 32 TO 35 AGUA LIBRE 18 TO 25 CAKE <3MM PH 9.5 HASTA 12	CADA DIA	INGENIERO RESPONSABLE DE OBRA Y CALIDAD	NO	SI
PREPARACION DE BROCALES	COMO EN PLANO APROVADO	CADA TRAMO	INGENIERO RESPONSABLE DE OBRA Y CALIDAD	SI	SI
CONSTRUCCION DE BROCALES	+/-2cm EN COTA 1cm/3m EN ALINEACION	CADA TRAMO	INGENIERO/TECNICO DE OBRA, RESP. CALIDAD	NO	SI

Figura 3.36. Formato de control de calidad para muro Milán.

Para la fabricación de la bentonita se especifican también un tipo de características que aseguran la calidad necesaria para lograr la estabilización de las paredes durante la excavación, como se aprecia en la tabla anterior. Se aprecia que se especifica la densidad, viscosidad. El porcentaje de agua, el pH y el “cake” que es la costra que se adhiere a las paredes de la zanja y evita que esta se fugue por los estratos permeables hacia el interior de las paredes.

Finalmente, después de manejar la calidad se manejaron durante la obra otros documentos con normas de seguridad, para el personal durante la ejecución de los trabajos. Así, entonces en este documento se especifican las normas mínimas de seguridad para cada elemento del personal. Veremos el caso del operador de lodos, ya que es el ejemplo que elegimos seguir para ejemplificar y resumir, todo el proceso de calidad. En la siguiente página, se muestra las normas y cuidados que el operador de lodos debe tener, en todo momento durante la ejecución de los trabajos.

Todas estas normas de seguridad son aplicables a toda la gente que se encuentra en obra: ingenieros, obreros, etcétera. Hay variaciones de acuerdo al puesto y a la tarea asignada.

Estas normas están dirigidas a preservar, sobre todo, la seguridad del personal durante los trabajos y por otro lado preservar la calidad de los procesos constructivos.



NORMAS BÁSICAS DE SEGURIDAD.

PUESTO DE TRABAJO:

OPERADOR DE CENTRAL DE LODOS.

Normas básicas:

- No dejar obstáculos en zonas de paso. Un sitio para cada cosa y cada cosa en su sitio.
- No permanecer nunca bajo cargas suspendidas.
- Uso obligatorio de cinturón de seguridad para trabajos a más de 2 m. de altura.
- Uso correcto de protecciones personales. Se pedirá su reposición inmediata por deterioro.
- Evitar el empleo de ropa de trabajo suelta, cadena, anillos, etc. para evitar atrapamientos.
- No transitar por zonas no autorizadas. Evitar riesgos innecesarios.
- Velar por el buen estado de las protecciones colectivas. Reparar o poner en conocimiento del Encargado lo que se observe en mal estado.
- Comunicar inmediatamente cualquier incidente en la obra al inmediato superior.
- Respetar en todo momento la señalización y las normas internas de obra.
- Mantener un alto grado de orden y limpieza en las zonas de trabajo y de tránsito
- Prohibido subir o viajar en los pescantes de palas, grúas, camiones, etc.
- Uso obligatorio de protección auditiva en zonas con intensidad sonora elevada (> 85 dBA)

Normas particulares en función del puesto de trabajo:

- Prohibido el paso a la central a toda persona no autorizada para ello.
- Eliminar obstáculos aéreos y en superficie siempre que ello sea factible. Mantener un buen estado de orden y limpieza.
- Usar escaleras de forma correcta. Mantener protecciones colectivas.
- Usar protecciones personales específicas para riesgo especiales (polvo, salpicaduras, guantes de neopreno, etc.).
- En alturas superiores a 2 m. que impliquen riesgo de caída sobre otros elementos de la central se usará cinturón de seguridad. No se subirá al silo y si se tiene que ascender se usará obligatoriamente arnés de seguridad.
- Mantener un alumbrado correcto en las zonas de paso y de trabajo. Evitar zonas de sombra.
- Se realizará el mantenimiento de los equipos según estipula el Manual de Mantenimiento (por turno, cada 50 horas, etc.).
- Mantenimiento de la señalización de seguridad de la central y paradas de emergencia. Poner en conocimiento del mecánico cualquier anomalía.
- Mantenimiento correcto de los accesos a central. Subir y bajar por los sitios específicos. Limpieza del calzado para prevenir acciones inadvertidas y resbalones.
- Controlar en la limpieza diaria que no se dejan herramientas u otros objetos en las cubas o elementos del circuito
- Controlar la emisión de polvo.
- No desmontar mangueras, de la naturaleza que sean, sin haber comprobado la ausencia de presión en las mismas.

El tema de la calidad es el último tratado por la importancia que debe tener la seguridad y la calidad en todos los procesos constructivos, ya que de esto depende el buen comportamiento estructural en todo el proyecto durante la vida útil de éste.



CONCLUSIONES.

El desarrollo de un país depende de forma importante del desarrollo de sus vías de comunicación, en particular las infraestructuras portuaria y marítima son importantes puertas al comercio internacional. México cuenta con grandes extensiones de costa a lo largo del Océano Pacífico, por un lado, y por el otro en el Golfo de México, esto es un gran campo de oportunidades para la ingeniería mexicana.

En el presente trabajo se describieron los principales aspectos en la Construcción de un patio de fabricación de plataformas marinas de uso petrolero, en Altamira, Tamaulipas.

En la Introducción se dieron los antecedentes de lo que son las estructuras marinas “plataformas” de uso petrolero.

En el Capítulo I, se describió el proyecto, su ubicación, sus características geométricas y de operación, así como las condiciones geotécnicas donde se ubica.

En el Capítulo II, se trató brevemente las hipótesis de diseño, condiciones de carga, reglamentos utilizados y los resultados como dimensionamiento de todas las estructuras que forman parte del muelle.

Con base en los antecedentes proporcionados por los Capítulos I y II, en el Capítulo III se describió con detalle la secuencia constructiva del muelle, de elementos particulares y el control de calidad llevado para garantizar la calidad en la ejecución de la obra.

Este proyecto es un ejemplo claro de la confianza que empresas internacionales tienen en la ingeniería mexicana para diseñar y construir obras de gran especialidad, respetando normativas internacionales.



BIBLIOGRAFÍA

- ❖ Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos A.C., **Manual de construcción geotécnica, TOMO I**, 2002.
- ❖ XI Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, Tomo I “**Sesión III Nuevo Puerto Industrial en Altamira, Tamps**”. México: Editado por la Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, Veracruz, 1982.
- ❖ **Memoria de cálculo, Patio de fabricación de J. Ray Mc Dermott de México en Altamira Tamaulipas, México SI.PRO.158736 NT01.ind6**, CIMESA, 2007.
- ❖ **Memoria de cálculo, SI.PRO.158736 NT02.ind5**, CIMESA 2007
- ❖ Juárez Badillo, Rico Rodríguez; **Mecánica de suelos**, Tomo II. Limusa, 2000.
- ❖ Bowles, Joseph E. **Foundation. Analysis and design**. Third Edition. McGraw-Hill
- ❖ Tamez González, Enrique. **Ingeniería de cimentaciones**. TGC. 2001.
- ❖ Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos A.C., **Manual de diseño de cimentaciones profundas**.
- ❖ McDermott. **Technical proposal for the quay structure and “corederas”**. Texas: 2007.
- ❖ **Reglamento ACI-318-05 y complementario ACI-318R-05**.
- ❖ **Reglamento ACI-336.3R-9**.
- ❖ **Perfiles estratigráficos de sondeos para el proyecto Cooper T. & Smith**.
- ❖ **Perfiles estratigráficos de sondeos para el proyecto TRENUNISA**.
- ❖ **Estudio Geotécnico “Patio de Fabricación de Plataformas Marítimas Puerto de Altamira, Tamaulipas”**. Desarrollado por GEOGRUPO, S.A. de C.V. Referencia 1269EES, revisión 1, 16/Diciembre/2006.

