

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ARAGON

**“PROCESO CONSTRUCTIVO DE LA CIMENTACION DEL
PUENTE VEHICULAR LAS ARMAS”**

TESIS
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:
INGENIERO CIVIL
PRESENTA:
CORTES LOPEZ JOSE RUBEN

ASESOR

ING. PANTOJA DOMINGUEZ JORGE ARTURO

MEXICO

2013



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.



INDICE

INTRODUCCION

1. ASPECTOS GENERALES

- 1.1 Origen y formación de un suelo
- 1.2 Clasificación ASTM
- 1.3 Análisis de los instrumentos normativos

2. EXPLORACION Y MUESTREO DEL SUBSUELO

- 2.1 Generalidades
- 2.2 Pozos a cielo abierto
- 2.3 Sondeos con equipo mecánico

3. PRUEBAS DE LABORATORIO

- 3.1 Muestras alteradas
- 3.2 Muestras inalteradas

4. CARACTERISTICAS ESTRATIGRAFICAS Y FISICAS DEL SUBSUELO

- 4.1 Levantamiento geológico local
- 4.2 Descripción estratigráfica y física del subsuelo

5. ANALISIS DE CIMENTACION

- 5.1 Alternativa de Cimentación

CONCLUSIONES

BIBLIOGRAFIA

ANEXOS



INTRODUCCION

DESCRIPCION DEL PROYECTO

Información general del proyecto

Tipificación del proyecto.

El proyecto está enmarcado dentro de vías generales de comunicación, subsector Infraestructura carretera, el tipo de proyecto es puentes; y con clave A2.

Naturaleza del proyecto.

El Proyecto consiste en la construcción de dos estructuras que le permitirán a la Av. Adolfo López Mateos comunicarse directamente con la Av. Aquiles Serdán, en ambos sentidos. En el sentido hacia la Ciudad de México la estructura del puente tendrá una sección de 11.00 metros para tres carriles; mientras que en el sentido contrario, hacia Tlalnepantla el puente tendrá una sección transversal de 19.50 metros para cinco carriles, debido a que tres carriles serán de la Av. Aquiles Serdán, tres de la Av. de las Culturas, contando el carril que se adiciona por la gasa que permitirá la vuelta izquierda si se circula por la Calzada de las Armas, con sentido sur – norte.

El proyecto contempla además revolver dos movimientos de vuelta izquierda por medio de gasas: la vuelta izquierda de la Av. Aquiles Serdán hacia la Calzada de las Armas Sur, y la vuelta izquierda de Calzada de las Armas hacia la Av. Adolfo López Mateos. Al mismo tiempo permite las otras dos vueltas izquierdas del entronque por medio de un retorno. Este retorno se plantea a la altura de la calle Hacienda Narvarte, cerrando el paso de esta calle hacia la Calzada de las Armas. Este retorno le permitirá al flujo que viene de la Av. Adolfo López Mateos tomar la Calzada de las Armas Norte y al mismo tiempo le permitirá al flujo que viene de la Calzada de las Armas Norte tomar los carriles laterales de la Av. Aquiles Serdán.

El flujo que viene circulando en el sentido sur norte de Calzada de las Armas con destino al Rosario podrá cruzar la Av. Aquiles Serdán a nivel y tomar la Av. de las Culturas con sentido poniente – oriente.

Al mismo tiempo se permitirá tomar la vuelta izquierda si se viene circulando por la Av. de las Culturas, hacia la Av. Aquiles Serdán, por medio de un movimiento canalizado que se cruzará a nivel con el movimiento que viene de la Calzada de las Armas. Este movimiento es el resultado de cerrar el paso de la calle Renacimiento hacia el entronque, permitiéndole únicamente la vuelta derecha hacia el Rosario.

El proyecto por ser una vía de comunicación y además de involucrar dos entidades federativas, hace necesario obtener la autorización señalada en los Artículos 28 fracc. I y 30 de la Ley General del Equilibrio Ecológico y la Protección al Ambiente; así como el Artículo 5 inciso B de su Reglamento en Materia de Evaluación del Impacto Ambiental.



CROQUIS DE LOCALIZACION DEL PUENTE VEHICULAR LAS ARMAS.

Inversión requerida.

Se cuenta con un presupuesto de obra, el cual asciende a \$ 205'015,804.80. Mismo que incluye todas y cada una de las actividades por realizar, así como todas la obras inducidas necesarias.

Las dos estructuras indicadas tienen en términos generales las siguientes características:

- Están conformadas por puentes en cuya incorporación y descenso se construirán terraplenes estabilizados mecánicamente (escamas de concreto hidráulico), la cimentación será a base de pilotes y su continuación con columnas circulares de concreto hidráulico sobre las cuales se apoyaran traveses de concreto hidráulico prefabricadas tipo cajón, se colará sobre estas una losa de concreto hidráulico, y como superficie de rodadura se colocará una capa de concreto asfáltico.
- El sistema contempla la instalación de señalamiento horizontal y vertical, así como el sistema de iluminación correspondiente. Las estructura será de concreto hidráulico, con una superficie de rodadura a base de carpeta de concreto asfáltico.

Descripción de las obras y actividades provisionales y asociadas.

Dentro las obras que podrían enlistarse como provisionales están, la instalación de alguna oficina en el campo, letrinas portátiles, servicio de mantenimiento a la maquinas, suministro de combustible y lubricantes y obras de drenaje.

Un aspecto muy importante y que ha sido considerado en desarrollo del proyecto, es lo referente a los desvíos de flujo vehicular durante el desarrollo de la obra. Por lo que el proyecto que se manifiesta, incluye el planteamiento de los desvíos, mismos que han sido puestos a consideración de las autoridades viales de ambas demarcaciones (Tlalnepantla y Azcapotzalco), las que en su momento aportaron elementos estratégicos y que fueron plasmados en los correspondientes planes de desvío.



Ubicación y dimensiones del proyecto.

Superficie total requerida.

El distribuidor Vial Las Armas, contara con un puente vehicular de dos sentidos, la superestructura del puente tendrá una longitud aproximada de 220 m por 26.00 m de ancho.

Entre el área del puente y los carriles de circulación a nivel, se estará ocupando una superficie total de 35,505 m² (3.5 Ha). Es importante señalar que no será necesario habilitar caminos de acceso y que las maniobras propias del proyecto tanto en preparación del sitio como en construcción y operación, se realizan sobre los arroyos vehiculares actuales.

Vías de acceso al área donde se desarrollaran las obras o actividades.

El sitio de las obras, se localiza al noroeste de la Ciudad de México, el cual se encuentra perfectamente comunicado, tanto hacia el Estado de México como al D.F. Como los son las avenidas sobre las que se construirá el Distribuidor Vial Las Armas (Av. Aquiles Serdán, Av. López Mateo, Calzada de Las Armas, Av. De Las Culturas).

El movimiento de materiales para el desarrollo de las obras en cuestión, se realizara a través de las avenidas antes mencionadas.

Descripción de los servicios requeridos.

Los servicios que se requieren en los frentes de construcción son aquellos necesarios para que los trabajadores se desempeñen en condiciones satisfactorias, estos son: disponibilidad de agua potable, letrinas portátiles, transporte y servicio médico emergente.

Los contratistas dispondrán de unidades automotores, usualmente camiones, en cuyas plataformas se acondicionaran depósitos de agua potable, combustible, lubricantes necesarios para la operación y mantenimiento de la maquinaria, así como la del personal.

Para atender las necesidades sanitarias del personal, en los diferentes sitios donde se labore, se instalaran letrinas portátiles que se alquila a las compañías especializadas en este servicio, incluyendo en el contrato la disposición final de los desechos generados.

El servicio médico deberá contemplar un vehículo especialmente equipado para dicha actividad al mando del servicio médico propio de la obra y para su atención final en los servicios con que cuenta el Instituto Mexicano del Seguro Social en las diferentes clínicas cercanas a la obra y de los cuales deberán ser derechohabientes los empleados de los contratistas.

En base a los desvíos de circulación planteados en el proyecto, se solicitará oportunamente el apoyo de las autoridades de tránsito de ambas demarcaciones (Tlalnepantla y Azcapotzalco).

Descripción de las obras y actividades.

El proyecto corresponde al Paso a desnivel vehicular elevado para conectar de manera continua, la Av. Aquiles Serdán con la Av. López Mateos, la calzada de Las Armas, funcionara a nivel y de manera continua.

Selección del sitio o trayectorias.

Estudios de campo.



Los estudios de campo consisten en estudios de mecánica de suelos y topográficos junto con recorridos de campo para el levantamiento de la información biótica y/o abiótica, levantamiento topográfico, estudios geotécnicos en campo y gabinete, definición del uso del suelo así como verificación in situ de cada uno de los elementos antes mencionados.

Sitios o trayectorias alternativas.

No existen sitios o trayectorias alternativas para este proyecto, quedando como alternativa única el no hacer ninguna modificación a la vía existente lo que ocasionaría que continúen y agraven, con el incremento del tránsito en el tiempo, los problemas operacionales que se presentan.

Situación legal del o los sitios del proyecto y tipo de propiedad.

El sitio del proyecto es un cruce muy importante ya que es ahí donde se juntan el municipio de Tlalnepantla, Méx. Y la delegación de Azcapotzalco, D.F. Las áreas por ocupar, corresponden a vialidades actuales y que se encuentran en operación.

Uso actual del suelo en el sitio del proyecto.

En general se puede decir que el proyecto se desarrolla sobre vía pública, tanto del municipio de Tlalnepantla, Méx, como de la delegación Azcapotzalco, D.F.

Urbanización del área
Zona urbana.

Área natural protegida
No aplica debido a que el proyecto en sí, no contempla ningún área natural protegida.

Otras áreas de atención prioritaria
No aplica debido a que el proyecto no se localiza en una de atención prioritaria.

Preparación del sitio en construcción

Preparación del sitio.

La preparación del sitio consiste en tres actividades básicas: El trazo en campo del proyecto, el despalme de las áreas con capa vegetal y demolición de encarpelado. Una vez aprobado el proyecto se trazan en campo los principales elementos que lo componen, sobre todo el eje y algunos de los puntos característicos se referencia a objetos más o menos permanentes que pueden servir de base para futuras actividades. Ese trabajo lo ejecuta una brigada de campo equipada con una estación total.

Una vez licitada la ampliación y construcción de la obra se procederá a señalar los árboles que deben ser derribados y fragmentados, debido a que las especies no son de uso comercial. Estos residuos serán entregados a los viveros que indique la autoridad competente.

Despalme.

En principio, será necesario retirar 18 elementos arbóreos (17 fresnos y 1 Arce) de los cerca de 200 presentes en el sitio, aunque con ciertas modificaciones posibles durante el desarrollo de la obra, pudieran resultar menos. El ejemplar de Arce debe ser trasplantado al interior del campamento de la delegación ya que es especie protegida.



Una vez retirada la posible vegetación que resulte afectada, se realizará un despalme con maquinaria, el cual comprenderá el retiro de la primera capa de suelo que contiene material vegetativo (tocones, herbáceas y arbustos) dentro del derecho de vía y áreas de construcción, debiéndose trasladar los materiales producto del despalme, fuera de la zona donde se construirá la estructura del pavimento. El volumen de despalme corresponde a 350.00 m³, éste volumen se utilizará en obras posteriores.

Excavación.

Después de concluir las actividades de trazo y nivelación, así como el confinamiento y las demoliciones necesarias, se procederá a excavar el material existente con equipo mecánico hasta una profundidad indicada por el proyecto, para el desplante de la cimentación, así como la que indica el proyecto como rasante. Se tiene conocimiento que el material producto de la excavación, presenta características excelentes para la formación y conservación de áreas verdes, por lo que este material, será enviado a un almacén temporal indicado por las autoridades competentes, para posteriormente ser utilizado en la formación de áreas verdes y/o jardineras.

Construcción.

Descripción general de las obras civiles a realizar.

El distribuidor tiene un ancho de corona promedio de 13.00 m para cada uno de los 2 cuerpos, con 3 carriles de circulación para cada sentido, banquetas de protección y obras de drenaje. Se colocarán alcantarillas para el cruce de escurrimientos existentes.

El movimiento de la tierra se hará con maquinaria, principalmente tractores. El material cortado será movido en distancias cortas por la misma maquinaria que hace el corte, una vez disgregado el material, será empujado con conformadoras y para transportes más lejanos se utilizarán grúas o retroexcavadoras que cargarán el material disgregado en camiones de volteo. Este transporte de mayor alcance se hará a través de la propia obra o utilizando los caminos de acceso señalados en camiones con caja cerrada.

Enseguida se relacionan las principales actividades a realizar para la construcción de la obra.

Compactación y Nivelación.

Después de concluir la excavación, se procederá a compactar el terreno natural con equipo mecánico, hasta alcanzar el 95% de su peso volumétrico seco máximo (PVSM).

Posteriormente, se procederá a la construcción de la capa rasante, la cual estará constituida por materiales provenientes de bancos aprobados, que cumplan con los requisitos de calidad establecidos en la especificación correspondiente.

En seguida se colocará la capa subrasante, la cual estará constituida por una mezcla de 70% tezontle y 30% de limo arenoso, que cumplan con los requisitos de calidad establecidos en la especificación correspondiente.

Capa subrasante

La capa de subrasante se tenderá en dos capas de 15 cm de espesor y se compactará hasta alcanzar el 100% de su peso volumétrico seco máximo, según la Norma AASHTO estándar (E. C. = 6.04 kg/ cm³), utilizando un rodillo liso vibratorio.

La superficie terminada de la capa subrasante deberá situarse a 30 cm por abajo del nivel de rasante de proyecto.



Una vez alcanzados los niveles de subrasante se deberán construir las instalaciones que se alojen en estas vialidades a fin de evitar en lo posible que se realicen excavaciones posteriores en las capas ya tendidas del pavimento.

Capa de base hidráulica.

La capa de base hidráulica tendrá un espesor compacto de 20 cm, se tenderá en una capa la cual se compactará al 100% de su peso volumétrico seco máximo, según la Norma AASHTO modificada (E. C. = 27.35 km-cm / cm³). El material utilizado se tenderá y compactará con una humedad cercana a la óptima, preferentemente del lado seco de la curva de compactación.

La superficie terminada de la capa de base deberá situarse a 10 cm por abajo del nivel de rasante de proyecto.

Obras inducidas.

Las obras de drenaje, canalizaciones de alumbrado público, telefónicas, etc., así como todas las instalaciones que existan en los arroyos, se realizarán de acuerdo con las indicaciones de proyecto en cuanto a dimensiones y profundidad, así mismo los rellenos de las cepas deberán realizarse con las mismas características de calidad de las capas excavadas.

La construcción de esta capa sólo podrá iniciarse cuando la capa de subrasante esté debidamente terminada dentro de las tolerancias fijadas en la especificación correspondiente y haya sido recibida y aprobada por la supervisión. Para su construcción se utilizarán materiales granulares que cumplan con los requisitos de calidad indicados en la especificación correspondiente.

Colocación de la carpeta asfáltica.

La carpeta que coronará el pavimento, tendrá un espesor de 10 cm, se colocará en una capa y se compactará hasta alcanzar el 98% de su peso, determinado por el procedimiento MARSHALL.

Para el tendido y colocación de la mezcla asfáltica, deberá fijarse previamente la longitud máxima de los tramos en que podrá tenderse el concreto asfáltico, de acuerdo con el equipo de compactación que se disponga, y de la temperatura ambiente durante las horas laborales.

La mezcla deberá vaciarse sobre la base impregnada y ser inmediatamente tendida en el espesor y ancho fijados en el proyecto. La velocidad de la máquina debe regularse de manera que el tendido siempre sea uniforme en espesor y acabado.

Vialidades a desnivel.

Debido a las características del suelo donde se desplantarán las estructuras, para dar los niveles de rasante, esta vialidad se ha dividido en dos zonas, estructuradas con distinta solución.

Los caminos de acceso serán a base de "tierra armada" hasta alcanzar los niveles indicados en el proyecto, para el inicio de la superestructura.

La estructura del puente propiamente, es a base de traveses metálicos sobre apoyos, mismas que soportarán la plancha de rodamiento, a continuación se presenta una sección transversal en donde se aprecia esto.



Objetivo:

El proyecto: "Distribuidor Vial Aquiles Serdán, Calzada de las Armas y Av. De las Culturas"; considera el hecho de que en el municipio de Tlalnepantla se presenta la imperiosa necesidad de abrir, modernizar y prolongar un gran número de vialidades que permitan la integración del crecimiento urbano, industrial y demográfico futuro, así como conformar una estructura vial integral y moderna, motivo por el cual constituye un proyecto de gran importancia e impacto para la sociedad.

Este proyecto (gasa) desahogará el intenso congestionamiento que se produce en el cruce en comento, agilizando la incorporación del tránsito hacia la Ciudad de México.

Alcance:

El sitio del proyecto es un cruce muy importante ya que es ahí donde se junta el municipio de Tlalnepantla, Méx. Con la delegación Azcapotzalco, D.F. sitio donde se produce un tráfico superior a la capacidad vial y de lo que se puede controlar por medio de semáforos en este momento, por lo que la implementación del proyecto, mejorará notablemente entre otros aspectos, también los ambientales como es la volatilidad de emisiones contaminantes gracias a que se reducirá el tiempo de vehículos estancados en el cruce.

Utilidad:

Este proyecto beneficia al municipio de Tlalnepantla y a la delegación de Azcapotzalco ya que el proyecto de las Armas se encuentra en el límite de ambos territorios.

El proyecto es acorde con los lineamientos del Plan Municipal de Desarrollo Urbano de Tlalnepantla, que establece impulsar el mejoramiento rehabilitación y construcción de vialidades, para articular eficientemente al centro de población.



1. ASPECTOS GENERALES

Como consecuencia de la necesidad de cubrir la creciente demanda de la población y de las empresas en las grandes ciudades, ha motivado la construcción de distribuidores viales en zonas estratégicas para garantizar la fluidez vehicular y el ahorro del tiempo destinado a un punto en específico en forma más eficiente así como ser fuentes de empleo en las zonas donde se construirán contando con todos los servicios y vías de comunicación.

En la época actual, la construcción de todo tipo de obras civiles demanda un buen control de calidad en todas sus etapas, tanto de diseño como de construcción, lo que implica el conocimiento de las propiedades y del comportamiento de los distintos materiales involucrados, entre los cuales se encuentra el suelo.

Los suelos son el material de construcción más antiguo y complejo, debido a su gran diversidad y a sus características mecánicas, las cuales se ven afectadas directamente por factores externos, presentes en el lugar donde se localizan.

Es responsabilidad del ingeniero civil, el estudio de dicho comportamiento así como la interacción del suelo con cualquier tipo de estructura.

Para lo cual se realizan estudios para determinar y conocer las propiedades de los suelos (mecánicas, hidráulicas, índice, etc.), así como determinar su estratigrafía, con el fin de determinar el tipo o los tipos de cimentación más convenientes y adecuadas para las estructuras proyectadas. También se obtienen capacidades de carga, nivel de aguas freáticas y clasificación del tipo de terreno de cimentación, este último mediante sondeos mecánicos de penetración estándar; necesaria para el proyecto estructural.

Con la ayuda del estudio de mecánica de suelos, se realizan también para poder proyectar la estructura de los pavimentos de vialidades.

Los tipos de exploración pueden ser someros o profundos dependiendo del tipo de estructura proyectada.

El laboratorio de mecánica de suelos, es el medio mediante el cual se obtendrán este conjunto de datos, determinando la clasificación, la cual nos ayudara a definir el problema que se presenta, y a partir de esta se indica las pruebas requeridas para determinar las características de deformación y resistencia a los esfuerzos del suelo.

1.1 Origen y formación de un suelo.

El suelo es la capa más superficial de la corteza terrestre, constituida por fragmentos de roca de diferente tamaño. Esta capa puede tener hasta varios cientos de metros y se distinguen dos capas:

La más superficial presenta una intensa actividad biológica (contiene microorganismos, raíces, materia orgánica, etc). Este es el suelo edáfico y no es apto como material de construcción ni para soportar cargas significativas. La retirada de esta capa es necesaria para construir y se realiza mediante la operación de desbroce.

La capa más profunda está constituida por materiales totalmente inertes y es el objeto de la Mecánica de Suelos.



Influencia del tipo de material.

La naturaleza intrínseca del material mantiene una estrecha relación con el tipo de inestabilidad que puede producirse, condicionando y pudiendo estimarse de antemano la susceptibilidad de cada material, a que se desarrolle un movimiento determinado. Los terrenos en los que se producen los movimientos, pueden dividirse en tres grupos:

- Macizos rocosos
- Suelos
- Materiales de relleno

El primer grupo se identifica con los medios rocosos, en los que existen una serie de discontinuidades naturales antes de iniciarse un movimiento. Los suelos constituyen un agregado de partículas sólidas con diferente grado de consolidación, que pueden desarrollarse “in situ” formando una cobertura de los macizos rocosos o bien pueden haber sufrido un cierto transporte. Como materiales de relleno se consideran los depósitos acumulados debido a la realización de determinadas obras o actividades, generalmente compuestos de materiales heterogéneos. Sobre los diversos grupos actúan una serie de factores controladores, cuya interrelación origina que se produzcan uno u otro tipo de movimiento.

Medios rocosos.

Un macizo rocoso constituye un medio discontinuo que esencialmente se compone de bloques sólidos separados por discontinuidades.

A partir de esta definición, se puede deducir que las propiedades esfuerzo–deformación de los macizos rocosos son de naturaleza anisótropa.

El comportamiento de un macizo rocoso, generalmente depende de las características de las discontinuidades (estratificación, diaclasas, fallas, esquistosidad, líneas de debilidad, etc.) que presenta, así como de la litología de la roca matriz y su historia evolutiva. En las discontinuidades ha de considerarse el tipo y origen, distribución especial, tamaño y continuidad, rugosidad, naturaleza del relleno, presencia de agua, etc.

De la roca matriz ha de conocerse su naturaleza, características resistentes, meteorización, alterabilidad, etc. Generalmente los diferentes tipos de rotura que se producen en los medios rocosos siguen superficies preexistentes, aunque cuando los macizos están fuertemente fracturados pueden desarrollarse nuevas superficies de corte, similares a las producidas en suelos. El conocimiento del conjunto de características mencionadas constituye el paso previo en el análisis de estabilidad de taludes naturales y diseño de desmontes a excavar en medios rocosos.

Suelos.

Las diferencias de comportamiento que presentan estos materiales frente a los rocosos, se deducen de su definición como: conjunto de partículas sólidas, sueltas o poco cementadas, más o menos consolidadas, de naturaleza mineral, fragmentos de roca, materia orgánica, etc., con fluido intersticial rellenando huecos y que han podido sufrir transporte o desarrollarse in situ. El comportamiento de las masas de suelo se asemeja al de un medio continuo y homogéneo. Las superficies de rotura se desarrollan en su interior, sin seguir una dirección preexistente.

Básicamente suelen diferenciarse estos materiales atendiendo a su génesis:

- Transportados: coluviones, aluviales, glacial, etc.
- Desarrollados in situ: eluviales.



Existen definiciones de tipo gradacional desde el punto de vista de la ingeniería civil, así:

- Derrubios: generalmente superficiales con alto contenido en material grueso.
- Depósitos de barro: compuesto por materiales con poco gruesos y cuya fracción más fina puede oscilar entre arenas no plásticas y arcillas de alta plasticidad.

La dinámica de estos materiales depende de las propiedades y características de sus agregados.

Habrá que considerar:

- Tamaño, forma y grado de redondez de las partículas más gruesas.
- Proporción del contenido en arenas y/o arcillas.
- Contenido en agua del suelo y situación del nivel freático, etc.

Toda esta serie de características confieren a los suelos una resistencia intrínseca que constituye el factor dominante de su estabilidad. Cuando se desarrollan superficies de rotura en el contacto suelo-roca, las características de la estrecha franja del contacto difieren de las generales del suelo.

Rellenos.

Se agrupan bajo esta denominación todos aquellos depósitos artificiales, realizados por la demanda de ciertas actividades, como construcción de obra civil (terraplenes, presas de tierra, etc.) o bien como cúmulo de materiales de desecho, sobrante, etc. (vertederos y escombreras).

Las consideraciones técnicas del comportamiento de estos rellenos tienen una gran semejanza con el de los materiales tipo suelo. Los movimientos que se producen siguen la pauta de los que tienen lugar en los suelos, desarrollándose a través del material, según una superficie no determinada previamente.

Dicho comportamiento puede modificarse en determinados casos, cuando las características de los materiales en contacto difieran considerablemente. Tal es el caso de los terraplenes a media ladera, en los que pueden producirse movimientos en el contacto de los materiales que constituyen el núcleo y cimiento del terraplén respectivamente. También pueden existir movimientos condicionados por materiales de distintas características, en el caso de presas de tierra con núcleos inclinados, vertederos no controlados, etc.

Factores que influyen en el comportamiento del suelo.

Existen tres factores que influyen en el comportamiento de un suelo:

Naturaleza y composición mineralógica. Los silicatos son los minerales más abundantes y forman los minerales de las arcillas. Éstas tienen una estructura laminar en capas y presentan un déficit de carga negativa en su superficie que es compensado por cationes positivos adsorbidos que compensan el déficit creando una doble capa difusa. Entre un mineral de arcilla y otro existe una fuerza de repulsión aunque también puede ser de atracción (fuerzas de Van der Waals). Se pueden producir uniones borde-cara.

Algunos minerales de arcilla, por su estructura laminar, pueden absorber mucha cantidad de agua y tienen un gran poder de retención de la misma. Este agua produce un incremento de volumen en el mineral que disminuye drásticamente cuando se seca (retracción). Se trata, por tanto, de suelos expansivos muy perjudiciales para la construcción porque los incrementos de volumen no se producen de manera uniforme, es decir, se originan empujes relativos de una zona a otra y los procesos de retracción producen importantes asentamientos. De cualquier modo, no todos los minerales de arcilla son igual de expansivos. Por otro lado cabe mencionar los sulfatos, que son muy



solubles, pudiendo ser disueltos y arrastrados por los flujos de agua subterránea, perdiéndose material y aumentando, consecuentemente, la porosidad. A veces se llegan a formar oquedades pudiendo producir el colapso de una estructura.

Textura. Se trata de la distribución por tamaños de las partículas de un suelo. Siguiendo la clasificación propuesta por la American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), éste se clasificará dependiendo de su textura en arcilla, limo, arena, grava y cantos rodados. La textura afecta al comportamiento del suelo porque al aumentar el tamaño de las partículas también aumenta la resistencia de éste. La textura también influye en la conductividad hidráulica; los materiales finos tienen baja conductividad hidráulica.

Distribución por tamaños de las partículas de un suelo.

PARTÍCULAS	TAMAÑO (mm.)
Arcillas	< 0,002
Limos	0,002-0,074
Arenas	0,074-2
Gravas	2-75
Cantos rodados	> 75

A la fracción de arenas, gravas y cantos rodados se le suele denominar fracción gruesa y a la fracción de limo y arcilla se le denomina fracción fina.

Estructura. Es la disposición relativa de unas partículas respecto a otras. En los suelos granulares la estructura viene determinada por la forma de las partículas, mientras que en los suelos de textura fina depende del tipo de fuerzas que predominan.

Las partículas de los suelos de textura gruesa pueden ser desde angulosas hasta redondeadas, existiendo también tipos intermedios.

Las partículas angulosas pueden provenir de una roca o material que no ha sido erosionado por el agua de manera importante. Las partículas redondeadas son cantos rodados y están en las laderas y proximidades de los ríos. Las partículas angulares encajan mejor y tienen mayor resistencia y mejor comportamiento que los cantos rodados.

En los suelos de textura fina, como las arcillas, la estructura viene determinada por la fuerza predominante, pudiéndose distinguir:

Estructura dispersa: se debe a las fuerzas de repulsión y se puede explicar diciendo que son paquetes dispuestos paralelamente. Existe anisotropía siendo los valores de la conductividad hídrica considerablemente mayores en la dirección de los paquetes.

Estructura floculada: se asemeja a un castillo de naipes y se debe a las fuerzas de atracción. Tiene una conductividad hidráulica y una porosidad mayor que la estructura dispersa ya que el diámetro efectivo de los poros es mayor. Además presenta un mayor grado de isotropía y menor densidad, sin embargo la resistencia es menor.



1.2 Clasificación ASTM.

Se determina a partir de la granulometría, la uniformidad, los límites de Atterberg y el contenido en materia orgánica. En la clasificación se usará únicamente el material pasante por el tamiz de 3".

El sistema divide los suelos en dos grupos principales, gruesos y finos, en función del pasante por el tamiz n° 200 ASTM. Los suelos de grano grueso se dividen en gravas y arenas según el pasante por el tamiz n° 4 ASTM. Estas gravas o arenas, a su vez, se clasifican dependiendo del porcentaje de finos que presentan (% del pasante por el tamiz n° 200 ASTM) en limpias y sucias.

Las gravas y arenas limpias se dividen en bien graduadas o mal graduadas en función de los coeficientes C_c y C_u . Las gravas y arenas sucias se diferencian en función del índice de plasticidad y la línea A del ábaco de plasticidad de Casagrande.

En el caso de gravas y arenas pueden existir, además, símbolos dobles si el porcentaje de finos está entre el 5 y 12 % o si el suelo se encuentra sobre la línea A, del ábaco de plasticidad de Casagrande, y el índice de plasticidad entre 4 y 7. Una simbología corresponderá a uno de los grupos de las gravas o arenas limpias, aquella que cumpla los requisitos, y otra a uno de los grupos de las gravas o arenas con finos, el que cumpla los requisitos. Las gravas con símbolo doble podrán ser GC-GW, GM-GW, GC-GP o GM-GP. Las posibles arenas con símbolo serán SC-SW, SM-SW, SC-SP o SM-SP.

Para la exploración y muestreo se tiene como finalidad el conocer las el estado natural del suelo, mediante sondeos profundos de tipo exploratorio los cuales se indicara a más detalle en el estudio en mención.

En este estudio se llevó a cabo la obtención de muestras mediante pozos a cielo abierto ya que con este tipo de sondeo se obtiene muestras inalteradas del subsuelo superficial, sin embargo solo nos permite conocer el tipo de material y posición del nivel freático

Para realizar este tipo de sondeos se usa solamente herramienta menor y una vez obtenidas las muestras mediante el procedimiento indicado se canalizan al laboratorio para su ensayo posterior con lo que se determina de manera preliminar el tipo de suelo y algunas de sus características como granulometría, plasticidad, entre otras.

Así mismo también se realizaron sondeos con equipo mecánico con los que se determinó las características superficiales del subsuelo y el tipo de sondeo utilizado fue el de Penetración estándar del SPT-1 A SPT-3. Obteniendo muestras alteradas del suelo con lo que se realiza una correlación entre la resistencia a la penetración y las propiedades de los suelos.

Mediante las pruebas de laboratorio que se realizaron se obtuvo las propiedades índice y mecánicas del suelo de las muestras alteradas e inalteradas las cuales se detallan en el anexo de pruebas, dichas muestras se clasificaron en forma visual y al tacto mediante pruebas se Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), se realizaron límites de consistencia o granulometría por mallas, densidad de sólidos, ensayos de compresión axial y triaxial, prueba de compresión no confinada y determinación de peso volumétrico natural, ley de resistencia por la envolvente de Mohr, prueba de compresión triaxial no consolidada-no drenada, UU, registros de laboratorio y graficas de esfuerzo-deformación, valores de índice de resistencia y perfiles estratigráficos.

Las características del suelo están determinadas de acuerdo a la zona de geológica del lugar y en el caso de nuestro estudio es de origen aluvial y volcánico ubicado en una zona de loma, dicha zona está considerada como de explotación de mantos pumíticos y de acuerdo a las observaciones hechas no se detectó existencia de cavidades como depresiones o agrietamientos por lo que se determinó su nula existencia.



Los depósitos que la conforman presentan una a estratificación regular en algunas zonas, irregular y lenticular los cuales se encuentran constituidos por los siguientes elementos litológicos producto de erupciones en grandes volcanes andesíticos estratificados: Horizontes de cenizas volcánicas de granulometría variable, Capas de erupciones pumíticas y Lahares.

La formación de estudio presenta una estratificación regular en algunas zonas, en otras irregular y hasta lenticular, esta formación de Tarango presenta estas características, aunque ligeramente inclinado 4° y la zona de estudio constituido por horizontes de cenizas volcánicas. Los depósitos del subsuelo están constituidos superficialmente por materiales de origen volcánico, no se detectaron capas de materiales pumíticos hasta la máxima profundidad perforada. La arcilla que se tiene en este lugar es producto de la gradación de partículas erosionadas que han sido transportadas por arrastre de aguas pluviales en un proceso natural de muchos años.

Debido a la determinación del nivel del agua se recomienda colocar un sistema de drenaje en todo el perímetro del sitio de estudio con obras de protección en las colindancias.

En el análisis de cimentación se determinó mediante los cálculos y estudios previamente realizados que la alternativa de cimentación más adecuada será mediante zapatas desplantadas.

Se consideró que en caso de requerir construirse un terraplén para sobre elevar el nivel de la nave, esta deberá de estar conformada por materiales mejorados.

El tipo de cimentación depende de factores como su función, las cargas a que estará sujeta, las condiciones del subsuelo y el costo de la cimentación comparado con el costo de la estructura, para elegir se consideraron todos los factores tanto físicos como económicos. Sin embargo cabe señalar que se presentarán dos problemas en el funcionamiento de la misma, porque el suelo es incapaz de soportar la carga (falla por capacidad de carga), y que el suelo no falle pero el asentamiento puede ser mayor o diferencial, que la estructura pueda agrietarse y dañarse (asentamiento diferencial).

Para la estabilidad de taludes mediante los criterios presentados se recorrerá hacia el exterior y tendrá una inclinación, sin embargo se establece que los materiales expuestos en la cara del talud son los más susceptibles a sufrir caídos o desprendimientos de bloques y se recomienda sean protegidos mediante una estructura de retención, de acuerdo a los resultados obtenidos y que se detallan en el anexo correspondiente se está proponiendo la colocación de anclas para incrementar el factor de seguridad, empleando una estructura constituida por una placa de concreto lanzado reforzada con malla electrosoldada y retenida por las anclas de fricción.

En el análisis de estabilidad de taludes se recurrió al procedimiento de equilibrio límite empleando el criterio de Bishop simplificado, considerando factores como las fuerzas que tienden a provocar la falla y las fuerzas que se oponen, dicho análisis se efectuó mediante un programa aplicando el criterio de Jambu con la finalidad de determinar el factor de seguridad contra la falla general de todo el talud o local en parte de él para condiciones estáticas y dinámicas.

En la revisión para condiciones estáticas se consideró la existencia de grietas de tensión longitudinales en la corona del talud y en la determinación de la grieta y al considerarse que esta se presenta o desarrolla en la mitad de la corona más alejada que afecta el círculo crítico y en base a la determinación preliminar de las coordenadas del círculo crítico por el pie de talud.

Con los resultados obtenidos se indica una serie de recomendaciones para proteger el talud y evitar empujes hidrostáticos sobre el muro de concreto lanzado y la correcta canalización del agua que se acumule en el respaldo del muro así como la colocación de drenes profundos más a detalle en el anexo correspondiente.



Se propuso dos alternativas para el muro de contención: concreto fluido y tierra armada teniéndose como tercera opción un muro de suelo cemento. Cualquiera que sea la alternativa que sea seleccionada se deberá de tener un desplante mínimo por debajo del nivel más bajo que se tenga en el terreno previniéndose los trabajos adicionales para el desvío del cauce en caso de realizar los trabajos en época de lluvias.

Aplicando el método del Instituto de Ingeniería de la UNAM se diseñó el tipo de pavimento flexible para un período de vida útil de 20 años,

Las estructuras de pavimento rígido, su superficie de rodamiento es proporcionada por losas de concreto hidráulico que distribuyen las cargas de los vehículos, hacia las capas inferiores, por medio de toda la superficie de la losa y de las adyacentes que trabajan en forma conjunta con la que recibe directamente las cargas, sin embargo en este tipo de pavimento debido a que no puede plegarse a deformaciones de capas inferiores, provoca la falla en la estructura principalmente por el fenómeno de bombeo que consiste en el ascenso de material fino y húmedo hacia la superficie de rodamiento debido a esto se especifica colocar un material granular que debe cumplir con las normas para sub-base de pavimento.

Para el diseño de este tipo de pavimento se empleó el criterio de la P.C.A. que aplica las fórmulas de Pickett, este pavimento se estima de 25 años, con las medidas de protección de las capas inferiores, el mantenimiento adecuado y no permitir la circulación de vehículos de mayor peso al de diseño.

1.3 Análisis de los instrumentos normativos.

La Ley General de Equilibrio Ecológico y de Protección al Ambiente Publicada en el Diario Oficial de la Federación el 14 de Marzo de 1999, en sus disposiciones y normas técnicas vigentes, particularmente en la sección IV de la Ley existen preceptos con carácter jurídico obligatorio y general, para cierto número de acciones. Estas se refieren principalmente al control de contaminación atmosférica ocasionada por las emisiones de humo, vibración y ruido, así como ciertas medidas para la ejecución de desmontes y la protección de mantos acuíferos que pueden contaminarse por el drenaje de la obra y por la dispersión inadecuada de residuos sólidos. También aun cuando no existan disposiciones específicas las alteraciones del hábitat y efectos colaterales, generados por los vehículos durante el uso de la carretera.

En lo referente a la protección del ambiente, el Título Cuarto de la Ley, prohíbe la descarga o expedición de contaminantes que alteren la atmósfera o que provoquen degradación o molestias en perjuicio del ecosistema.

Para la protección del agua suelo y sus recursos, según el Título Tercero y Cuarto de la Ley, prohíben la descarga, depósito o infiltración de contaminantes en los suelos sin el cumplimiento de las normas reglamentarias correspondientes.

La vigilancia del cumplimiento de las normas según la Sección IX de la Ley, corresponde a la Secretaría de Medio Ambiente y Recursos Naturales (SEMARNAT), con auxilio de la Secretaría de Salud, la Secretaría de Agricultura y Ganadería y la Secretaría de Comunicaciones y Transportes y las demás autoridades competentes.

Por lo anterior, de alguna manera ha sido considerado en el desarrollo que se analiza.

El Reglamento de la Ley General de Equilibrio Ecológico y la Protección al Ambiente en Materia de Evaluación de Impacto Ambiental Conforme al artículo 5, inciso B "Vías Generales de Comunicación": "Para la construcción de carreteras, autopistas, puentes o túneles federales vehiculares...". En el artículo 6, dice que "Las ampliaciones, modificaciones, sustituciones de infraestructura, rehabilitación y el mantenimiento de instalaciones relacionado con las obras y



actividades señaladas en el artículo anterior, así como con las que se encuentren en operación, no requerirán de la autorización en materia de impacto ambiental siempre y cuando se demuestre que su ejecución no causará desequilibrios ecológicos ni rebasará los límites y condiciones establecidos en las disposiciones jurídicas relativas a la protección al ambiente y a la preservación y restauración de ecosistemas.

Artículo 9. Los promoventes deberán presentar ante la Secretaría una manifestación de impacto ambiental, en la modalidad que corresponda (artículo 10), para que ésta realice la evaluación del proyecto de la obra o actividad respecto de la que se solicita autorización.

Artículo 11. La Manifestación de impacto ambiental se presentará en la modalidad regional cuando se trate "IV) En proyectos que pretendan desarrollarse en sitios en los que por su interacción con los diferentes componentes ambientales regionales, se prevean impactos acumulativos, sinérgicos o residuales que pudieran ocasionar destrucción, el aislamiento o fragmentación de los ecosistemas.

Artículo 13.- La manifestación de impacto ambiental, en su modalidad regional, Deberá contener la siguiente información:

- I. Datos generales del proyecto, del promovente y del responsable del estudio de impacto ambiental;
- II. Descripción de las obras o actividades y, en su caso, de los programas o planes parciales de desarrollo;
- III. Vinculación con los instrumentos de planeación y ordenamientos jurídicos aplicables;
- IV. Descripción del sistema ambiental regional y señalamiento de tendencias del desarrollo y deterioro de la región;
- V. Identificación, descripción y evaluación de los impactos ambientales, acumulativos y residuales, del sistema ambiental regional;
- VI. Estrategias para la prevención y mitigación de impactos ambientales, acumulativos y residuales, del sistema ambiental regional;
- VII. Pronósticos ambientales regionales y, en su caso, evaluación de alternativas, y
- VIII. Identificación de los instrumentos metodológicos y elementos técnicos que sustentan los resultados de la manifestación de impacto ambiental.

Artículo 17.- El promovente deberá presentar a la Secretaría la solicitud de autorización en materia de impacto ambiental, anexando:

- I. La manifestación de impacto ambiental;
- II. Un resumen del contenido de la manifestación de impacto ambiental, presentado en disquete, y
- III. Una copia sellada de la constancia del pago de derechos correspondientes.

Artículo 19.- La solicitud de autorización en materia de impacto ambiental, sus anexos y, en su caso, la información adicional, deberán presentarse en un disquete al que se acompañarán cuatro tantos impresos de su contenido.

Excepcionalmente, dentro de los diez días siguientes a la integración del expediente, la Secretaría podrá solicitar al promovente, por una sola vez, la presentación de hasta tres copias adicionales de los estudios de impacto ambiental cuando por alguna causa justificada se requiera. En todo caso, la presentación de las copias adicionales deberá llevarse a cabo dentro de los tres días siguientes a aquel en que se hayan solicitado.

Artículo 20.- Con el objeto de no retardar el procedimiento de evaluación, la Secretaría comunicará al promovente, en el momento en que éste presente la solicitud y sus anexos, si existen deficiencias formales que puedan ser corregidas en ese mismo acto.



En todo caso, la Secretaría se ajustará a lo previsto en el artículo 43 de la Ley Federal de Procedimiento Administrativo.

Artículo 21.- La Secretaría, en un plazo no mayor a diez días contados a partir de que reciba la solicitud y sus anexos, integrará el expediente; en ese lapso, procederá a la revisión de los documentos para determinar si su contenido se ajusta a las disposiciones de la Ley, del presente reglamento y a las normas oficiales mexicanas aplicables.

Artículo 23.- Las autoridades competentes de los Estados, del Distrito Federal o de los Municipios podrán presentar a la Secretaría los planes o programas parciales de desarrollo urbano o de ordenamiento ecológico en los que se prevea la realización de obras o actividades de las incluidas en el artículo 5o. de este reglamento, para que ésta lleve a cabo la evaluación del impacto ambiental del conjunto de dichas obras o actividades y emita la resolución que corresponda.

La evaluación a que se refiere el párrafo anterior, deberá realizarse a través de una manifestación de impacto ambiental en su modalidad regional, elaborada respecto de la totalidad o de una parte de las obras o actividades contempladas en los planes y programas.

Dicha manifestación será presentada por las propias autoridades locales o municipales.

Artículo 24.- La Secretaría podrá solicitar, dentro del procedimiento de evaluación y en los términos previstos en la Ley Federal de Procedimiento Administrativo, la opinión técnica de alguna dependencia o entidad de la Administración Pública Federal, cuando por el tipo de obra o actividad así se requiera.

Asimismo, la Secretaría podrá consultar a grupos de expertos cuando por la complejidad o especialidad de las circunstancias de ejecución y desarrollo se estime que sus opiniones pueden proveer de mejores elementos para la formulación de la resolución correspondiente; en este caso, notificará al promovente los propósitos de la consulta y le remitirá una copia de las opiniones recibidas para que éste, durante el procedimiento, manifieste lo que a su derecho convenga. La Secretaría deberá mantener, al momento de realizar la consulta, la reserva a que se refiere el artículo 37 de este reglamento.

Artículo 25.- Cuando se trate de obras o actividades incluidas en las fracciones IV, VIII, IX y XI del artículo 28 de la Ley que deban sujetarse al procedimiento de evaluación de impacto ambiental de conformidad con este reglamento, la Secretaría notificará a los gobiernos estatales y municipales o del Distrito Federal, dentro de los diez días siguientes a la integración del expediente, que ha recibido la manifestación de impacto ambiental respectiva, con el fin de que éstos, dentro del procedimiento de evaluación hagan las manifestaciones que consideren oportunas.

La autorización que expida la Secretaría, no obligará en forma alguna a las autoridades locales para expedir las autorizaciones que les correspondan en el ámbito de sus respectivas competencias.

Artículo 26.- Iniciado el trámite de evaluación, la Secretaría deberá ir agregando al expediente:

- I. La información adicional que se genere;
- II. Las opiniones técnicas que se hubiesen solicitado;
- III. Los comentarios y observaciones que realicen los interesados en el proceso de consulta pública, así como el extracto del proyecto que durante dicho proceso se haya publicado;
- IV. La resolución;
- V. Las garantías otorgadas, y
- VI. Las modificaciones al proyecto que se hubieren realizado.



Artículo 27.- Cuando se realicen modificaciones al proyecto de obra o actividad durante el procedimiento de evaluación del impacto ambiental, el promovente deberá hacerlas del conocimiento de la Secretaría con el objeto de que ésta, en un plazo no mayor de diez días, proceda a:

- I. Solicitar información adicional para evaluar los efectos al ambiente derivados de tales modificaciones, cuando éstas no sean significativas, o
- II. Requerir la presentación de una nueva manifestación de impacto ambiental, cuando las modificaciones propuestas puedan causar desequilibrios ecológicos, daños a la salud, o causar impactos acumulativos o sinérgicos.

Artículo 28.- Si el promovente pretende realizar modificaciones al proyecto después de emitida la autorización en materia de impacto ambiental, deberá someterlas a la consideración de la Secretaría, la que, en un plazo no mayor a diez días, determinará:

- I. Si es necesaria la presentación de una nueva manifestación de impacto ambiental;
- II. Si las modificaciones propuestas no afectan el contenido de la autorización otorgada, o
- III. Si la autorización otorgada requiere ser modificada con objeto de imponer nuevas condiciones a la realización de la obra o actividad de que se trata.

En este último caso, las modificaciones a la autorización deberán ser dadas a conocer al promovente en un plazo máximo de veinte días.

Tomando en cuenta lo anterior, es por lo que se desarrolla la presente Manifestación de Impacto Ambiental Modalidad Regional.

La ley general de desarrollo forestal sustentable.

Publicada en el Diario Oficial de la Federación en 25 de febrero de 2004. Dentro de la política forestal y establece las medidas que se observarán en la regulación y fomento de las actividades forestales, éstas deberán sujetarse a los principios, criterios y disposiciones previstas en la Ley General de Equilibrio Ecológico y la Protección al Ambiente, en lo que resulten aplicables y tendrán como propósito:

Conservar, proteger y restaurar los recursos forestales y la biodiversidad de sus ecosistemas.

Proteger las cuencas y cauces de los ríos y los sistemas de drenaje natural; así como prevenir y controlar la erosión de los suelos y procurar su restauración.

Lograr un manejo sustentable de los recursos forestales, que contribuya al desarrollo socioeconómico de los dueños y poseedores del recurso, con pleno respeto a la integridad funcional y a las capacidades de carga de los ecosistemas de que forman parte los recursos forestales.

Crear las condiciones para la capitalización y modernización de la actividad forestal y la generación de empleos en el sector, en beneficio de los dueños y poseedores del recurso.

Impulsar el desarrollo de la infraestructura forestal, sin perjuicio de la conservación de los recursos naturales.

Fomentar el uso múltiple de los ecosistemas forestales evitando su fragmentación, propiciando su regeneración natural y protegiendo el germoplasma de las especies que lo contribuyen.



Promover el desarrollo tecnológico y la investigación en materia forestal, así como el establecimiento de programas de generación y transferencias de tecnología en la materia.

La aplicación de ésta Ley corresponde al Ejecutivo Federal por conducto de la SEMARNAT – PROFEPA. El objeto de la Ley que es reglamentaria del Artículo 27 de la Constitución Política de los Estados Unidos Mexicanos, dice que es de observancia general en todo el territorio nacional, sus disposiciones son de orden público e interés social y tiene por objeto regular y fomentar la conservación, protección, restauración, manejo y producción de los recursos forestales del país, a fin de propiciar el desarrollo sustentable.

Toda vez que le presente proyecto carretero no contempla el aprovechamiento comercial no se requiere autorización de la Secretaría para el aprovechamiento del recurso forestal maderable.

En cuanto a la forestación y reforestación que se realice con propósitos de conservación y restauración, las prácticas agroforestales sólo se sujetaran a lo dispuesto en el Reglamento de esta Ley, las Normas Oficiales Mexicanas que emita la Secretaría o las demás disposiciones legales aplicables en materia de impacto ambiental.

El derecho a la información en materia forestal, se regirá por las disposiciones contenidas en el Capítulo II del Título Quinto de la Ley General de Equilibrio Ecológico y Protección al Ambiente en lo aplicable.

Se podrá autorizar el cambio de utilización de los terrenos forestales con base a los estudios técnicos que demuestren que no se compromete la biodiversidad ni se provocará la erosión de los suelos, el deterioro de la calidad del agua o la disminución en su captación.

Cuando se presenten procesos de degradación o desertificación o graves desequilibrios ecológicos en terrenos forestales o de aptitud preferentemente forestal, la SEMARNAT formulará y ejecutará programas de restauración ecológica con el propósito de que se lleven a cabo las acciones necesarias para la recuperación y restablecimiento de las condiciones que propicien la evolución de los procesos naturales que en ella se desarrollan.

En lo referente a la estructura vial, el Artículo 39 señala que la Secretaría (SEMARNAT) y las Secretarías de Desarrollo Social, de Comunicaciones y Transportes, pondrán celebrar acuerdos y convenios con los gobiernos de los estados y el DF, así como con empresas del sector social o privado y con los titulares de autorizaciones de aprovechamientos de recursos forestales maderables, forestación o reforestación, con el objeto de desarrollar y conservar la infraestructura vial de las regiones forestales.

Cuando la Secretaría imponga alguna o algunas de las medidas de seguridad previstas en el artículo anterior, se indicaran en su caso, las acciones que se deben llevar a cabo para subsanar las irregularidades que los motivaron, así como los plazos para realizarlos.

Ley de aguas nacionales.

Publicada en el diario Oficial de la Federación el 1 de Diciembre de 1992, es reglamentaria del artículo 27 de la Constitución Política de los Estados Unidos Mexicanos en materia de aguas nacionales, es de observancia general en todo el territorio nacional, sus disposiciones son de orden público e interés social y tiene por objeto regular la explotación, uso o aprovechamiento de dichas aguas, como su distribución y control así como la preservación de su cantidad y calidad para lograr su desarrollo integral sustentable.



Las disposiciones de ésta Ley son aplicables a todas las aguas nacionales, sean superficiales o de subsuelo. Estas disposiciones también son aplicables a los bienes nacionales que la presente Ley señala.

La explotación, uso o aprovechamiento de las aguas nacionales por parte de las personas físicas o morales, se realizará mediante concesión otorgada por el Ejecutivo Federal a través de la Comisión de acuerdo con las reglas y condiciones que establece ésta Ley y su Reglamento.

La Comisión tendrá a su cargo promover y en su caso ejecutar u operar la infraestructura federal y los servicios necesarios para la preservación, conservación y mejoramiento de la calidad del agua en las cuencas hidrológicas y acuíferos, de acuerdo con las Normas Oficiales Mexicanas respectivas y las condiciones particulares de descarga en los términos de ésta Ley. Vigilar el cumplimiento de las condiciones particulares de descarga que deben satisfacer las aguas residuales que se generen en bienes y zonas de jurisdicción federal, de aguas residuales vertidas directamente en aguas y bienes nacionales o en cualquier terreno cuando dichas descargas puedan contaminar el subsuelo o los acuíferos y los demás casos previstos en la Ley General del Equilibrio Ecológico y Protección al Ambiente.

La presente Ley manifiesta que es de interés público la promoción y ejecución de las medidas y acciones necesarias para proteger la calidad del agua, en los términos de Ley.

El presente proyecto, no tiene relación directa con algún cuerpo de agua, de jurisdicción federal.

Ley de caminos, puentes y autotransporte federal.

(Actualizada el 25 de enero de 2001).

La presente Ley tiene por objeto regular la construcción, operación, explotación, conservación y mantenimiento de los caminos y puentes, los cuales constituyen vías generales de comunicación, así como los servicios de autotransporte general que en ellos operan.

Son parte de las vías generales de comunicación los terrenos necesarios para el derecho de vía, las obras, construcciones y demás bienes y accesorios que integran las mismas.

Se podrán otorgar concesiones a mexicanos o sociedades constituidas conforme a las leyes mexicanas, en los términos que establece ésta Ley y los Reglamentos respectivos. Para construir, operar, explotar, conservar y mantener los Caminos y Puentes Federales.

Las concesiones se otorgaran hasta por un plazo de 30 años y podrán ser prorrogadas hasta por un plazo equivalente señalado originalmente siempre que el concesionario hubiese cumplido con las condiciones impuestas y lo solicite durante la última quinta parte de su plazo, a más tardar un año antes de su conclusión.

La Secretaría estará facultada para establecer modalidades en la explotación de caminos y puentes y en la prestación de los servicios de autotransporte y sus servicios auxiliares sólo por el tiempo que resulte estrictamente necesario de conformidad con los reglamentos respectivos.

En ningún caso se podrá ceder, hipotecar ni en manera alguna grabar o enajenar la concesión o el permiso, los derechos en ellos conferidos, los caminos, puentes, los servicios de autotransporte y sus servicios auxiliares, así como los bienes afectados a los mismos, a ningún Gobierno o Estado extranjero.

En caso de que la Secretaría considere que en alguna o algunas rutas no exista competencia efectiva a la explotación del servicio de auto transporte federal de pasajeros solicitará la opinión de la Comisión Federal de Competencia para que en su caso de resultar favorable se establezcan las



bases tarifarias respectivas. Dicha regulación se mantendrá sólo mientras subsistan las condiciones que lo motivaron.

Los cruzamientos de caminos federales sólo podrán efectuarse con previo permiso de la Secretaría. Las obras de construcción y conservación de los cruzamientos se harán por cuenta del operador de la vía u obra que cruce a la ya establecida, previo cumplimiento con los requisitos establecidos en el permisos y los reglamentos respectivos.

La Secretaría tomando en cuenta las circunstancias de cada caso podrá prever la construcción de los libramientos necesarios que eviten el tránsito pesado por las poblaciones. Así mismo la Secretaría podrá convenir con los Estados y Municipios la conservación, restauración y ampliación de los tramos federales.

En los terrenos adyacentes a las vías generales de comunicación en materia de esta Ley, hasta una distancia de 100m del límite del derecho de vía no podrán establecerse trabajos de explotación de canteras o cualquier tipo de obras que requieran el empleo de explosivos o de gases nocivos.

Por razones de seguridad la Secretaría podrá exigir a los propietarios de los terrenos colindantes de los caminos que los cerquen o delimiten, según se requiera respecto al derecho de vía.

Se requiere permiso previo de la Secretaría para la instalación de líneas de transmisión eléctrica, postes, cercas, ductos de petróleo o cualquier otra obra subterráneas superficial o área en las vías generales de comunicación que pudieran entorpecer el buen funcionamiento de los caminos federales. La Secretaría previo dictamen técnico la procedencia de dichos permisos.

Él que sin permiso con cualquier obra o trabajo invada las vías de comunicación a que se refiere esta Ley, estará obligado a demoler la obra ejecutada en la parte de la vía invadida y el derecho de vía limitado y a realizar las reparaciones que la misma requiera. Las infracciones a lo dispuesto en la presente Ley, serán sancionadas por la Secretaría, básicamente de acuerdo con lo siguiente:

Rebasar los máximos de velocidad establecidos por la Secretaría con multa al conductor de cincuenta a cien salarios mínimos, suspensión de la licencia por seis meses por la segunda infracción.

Destruir, inutilizar, apagar, quitar o cambiar una señal establecida por la seguridad de las vías generales de comunicación terrestres o medios de auto transporte que en ellas operan, con multa de cien a quinientos salarios mínimos.

Colocar intencionalmente señales con ánimo de ocasionar daño a vehículos en circulación, con multa de cien a quinientos salarios mínimos.

Finalmente, el que sin previamente haber obtenido concesión o permiso de la Secretaría opere o explote caminos, puentes o terminales, perderá en beneficio de la Nación, las obras ejecutadas o las instalaciones establecidas.

El proyecto que se analiza, ha tomado en cuenta todas y cada una de las consideraciones antes mencionadas.

Normas oficiales mexicanas.

De acuerdo con las características del proyecto vial que se está manifestando y de su área de influencia analizada en este estudio, las normas oficiales mexicanas que se considera deben observarse son las correspondientes al sector de ecología y esencialmente las relacionadas a las emisiones de contaminantes a la atmósfera por parte de los vehículos automotores que por ahí



circulen, así como a la descarga de contaminantes y de aguas residuales a aguas y bienes nacionales, al igual que a los sistemas de alcantarillado; sin embargo, su observancia no depende propiamente del proyecto vial, ni tampoco del promovente, ya que en el caso del control de las emisiones en las fuentes móviles va más allá del ámbito municipal y delegacional, y en el de las aguas residuales la competencia es igualmente de otro sector y autoridad, no obstante lo anterior, se señalan las normas que tienen mayor relación con el proyecto Distribuidos Vial Las Armas, las que se mencionan a continuación:

En materia de atmósfera, por emisiones de fuentes móviles:

- NOM-048-SEMARNAT-1993; que establece que los niveles máximos per misibles de emisión de hidrocarburos, monóxido de carbono y humo, provenientes del escape de las motocicletas en circulación, que utilizan gasolina o mezcla de gasolina-aceite como combustible.
- NOM-050-SEMARNAT-1993; que establece que los niveles máximos per misibles de emisión de gases contaminantes provenientes de los escapes de los vehículos automotores en circulación que usan gas licuado del petróleo, gas natural u otros combustibles alternos como combustible.
- NOM-041-SEMARNAT-1999; que establece que los niveles máximos per misibles de emisión de gases contaminantes provenientes de los escapes de los vehículos automotores en circulación que usan gasolina como combustible.
- NOM-045-SEMARNAT-1996; que establece que los niveles máximos per misibles de emisión de gases contaminantes provenientes de los escapes de los vehículos automotores en circulación que usan diésel o mezclas que usan diésel como combustible.

En materia de calidad de combustibles:

- NOM-086-SEMARNAT-1994; contaminación atmosférica-especificaciones sobre protección ambiental que deben reunir los combustibles fósiles líquidos y gaseosos que se usan en fuentes fijas y móviles.

En materia de contaminación por ruido:

- NOM-080-SEMARNAT-1994; que establece que los niveles máximos per misibles de emisión de ruido proveniente de los escapes de los vehículos automotores, motocicletas y triciclos motorizados en circulación y su método de medición.

En materia en descargas de aguas residuales:

- NOM-001-SEMARNAT-1996; que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales en aguas y bienes nacionales.
- NOM-002-SEMARNAT-1996; que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a los sistemas de alcantarillado urbano o municipal.

Es importante acotar que también deberán observarse las disposiciones que señalan los programas de Verificación Vehicular Obligatoria y el de Hoy No Circula, los cuales aplican tanto en el Distrito Federal como en los municipios conurbados mexiquenses que forman parte de la Zona Metropolitana del Valle de México, dentro de los cuales se encuentra Tlalnequimilco, Méx. y la Delegación Azcapotzalco, D.F



2. EXPLORACION Y MUESTREO DEL SUBSUELO

2.1. Generalidades.

Para la realización de estos estudios, se debe plantear un programa de exploración geotécnica que contenga los objetivos del mismo, así como la técnica, métodos y equipos necesarios tanto para la realización de los muestreos como para la obtención e interpretación de los resultados. A continuación se realiza una descripción de los distintos procedimientos para la realización de los estudios geotécnicos señalándose:

El objetivo de la exploración es la determinación de la estratigrafía y propiedades índices del subsuelo, así como las condiciones de presión del agua del subsuelo y las propiedades mecánicas de los suelos (resistencia, compresibilidad y permeabilidad). A fin de facilitar el diseño racional de la cimentación de estructuras y la selección del método constructivo adecuado para la ejecución.

Objetivos del programa de exploración y presión geotécnica.

Conocer la estratigrafía del sitio.
Conocer las condiciones del agua del subsuelo.
Determinar las propiedades mecánicas de los suelos.

Tipos de muestreo.

Muestreo alterado: Consiste en la recuperación de muestras alteradas de suelo que son aquellas en las que el acomodo estructural de sus partículas se ha modificado en forma significativa debido al proceso de muestreo.

Estas muestras se utilizan en el laboratorio para identificar los suelos, determinar algunas propiedades índices y definir la estratigrafía.

Las muestras alteradas se obtienen como parte de un sondeo del que también se recuperan muestras inalteradas o de un sondeo alterado en el que solo se obtienen muestras de ese tipo.

Las técnicas desarrolladas para este tipo de muestreo son: Manuales; excavándolas a cielo abierto, cortes y zanjas y con el penetrometro standard y equipo de perforación sobre todo cuando se requiere a mayor profundidad.

El método manual: Consiste en recuperar a mano muestras alteradas que se conservan en un recipiente hermético, que puede ser una bolsa de poliestireno o un frasco hermético de vidrio. Las muestras pueden ser de 0.5 a 20kg dependiendo de si emplearan solo para identificación y determinación de propiedades índice o si se usaran también para canalizar pruebas de compactación.

El método con penetrometro standard: Consiste en un tubo de dimensiones normalizadas que se inca a percusión, este tubo es de pared gruesa partido longitudinalmente con una zapata de acero endurecido y una cabeza que lo una al extremo inferior de la columna de barras de perforación con que se hinca; la cabeza tiene un conducto para la salida de azolves atreves de una válvula esférica o una válvula de varilla, opcionalmente se utiliza una válvula de paso para retener la muestra. El equipo auxiliar para el hincado es una masa golpeadora de acero de 64kg con guías de



caída libre de 75cms y barras de perforación AW Y BM de (4.44 y 5.40cms de diámetro y 6.53 y 6.23kg/ml de peso respectivamente), con un yunque de golpeo incorporado a la columna de barras. La masa golpeadora se levanta con un malacate de fricción (cabeza de gato). El penetrometro standard se inca 45cms en el fondo de una perforación de 7.5cms de diámetro mínimo con los impactos de la masa de 64kg y caída libre de 75 ± 1 cms.

Se cuenta el número de golpes para hincar cada tramo de 15cms, se define como resistencia a la penetración estándar, el número (n) de golpes necesarios para hincar el penetrometro los dos últimos tramos de 15cms cuando debido a la dureza del suelo no se puede penetrar los 45cms se define (n) por extrapolación.

Después del hincado se saca el penetrometro a la superficie para recuperar la muestra alterada, que se coloca en el frasco hermético y se registra la información del hincado y clasificación del suelo.

Método del penetrometro estático tipo eléctrico: El penetrometro de cono tipo eléctrico para hincarse a presión (estático) tiene incorporadas celdas instrumentadas con deformímetros eléctricos que permiten la medición simultanea de las fuerzas necesarias para el hincado de la punta cónica de 60 grados de ángulo de ataque y 3.6cms de diámetro y 13.25cms de longitud (150cm² de área lateral).

La capacidad de las celdas debe elegirse de acuerdo con la resistencia del suelo en que penetrara. Este penetrometro se hincan en el suelo con ayuda de un mecanismo hidráulico capaz de aplicar 2.5, 10 o 20 toneladas de fuerza axial, con una perforadora usual en geotecnia.

La velocidad usual de hincado es de 2cm/seg la resistencia de punta y la fricción se grafica con un registrador potenciómetrico de dos canales y velocidad mínima de avance del papel de 12cm/min o se registra manualmente con la ayuda de un equipo digital.

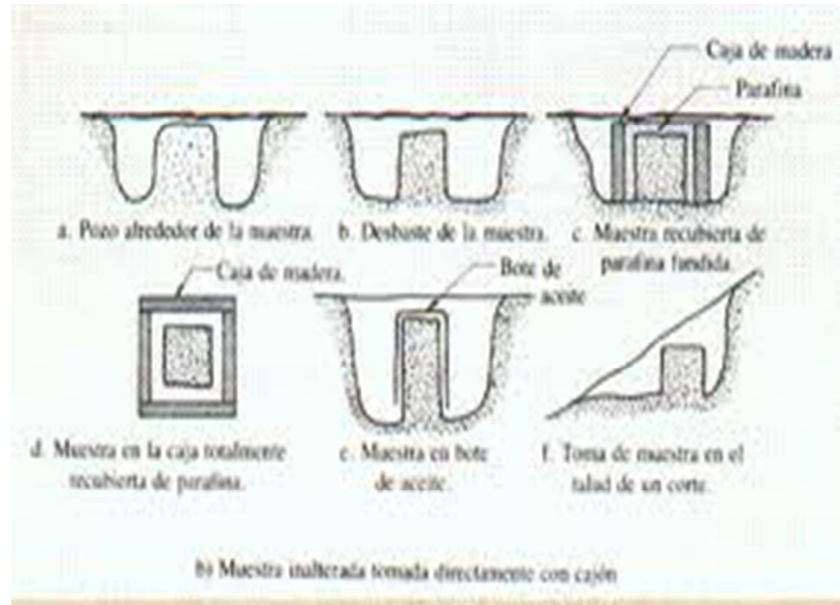
Con la información que arroja el estudio con este equipo es posible determinar la clasificación del suelo.

2.2 Pozo a cielo abierto.

Cuando se trate de sondeos mediante la técnica de pozos a cielo abierto (PCA), deberá seguirse lo indicado en la norma mexicana NMX-C-430-ONNCCE-2002 "Sondeos de Pozo a Cielo Abierto", tendrán que recuperarse muestras inalteradas, de ser posible, o alteradas, de material para su posterior análisis en laboratorio, con el fin de obtener las propiedades índice de los materiales que componen los estratos del subsuelo. La profundidad de estos sondeos será de 3,5m si el suelo así lo permite, profundidad que se alcanza con una retroexcavadora convencional.

En los sondeos que se realicen, de este tipo, se procederá a registrar el espesor y tipo de material de cada estrato que compone el depósito de suelo, en ese punto específico de sondeo.

Adicionalmente en cada estrato de suelo encontrado en el sondeo deberá realizarse una cala volumétrica para obtenerse la masa volumétrica natural del suelo, que compone dicho estrato.



Obtención de muestras inalteradas.

Trabajos de laboratorio.

A cada muestra de suelo, mediante estándares ASTM o bajo los procedimientos que sugiere la norma mexicana NMX-C-416-ONNCCE 2003 "Muestreo de Estructuras Terreas y Métodos de Prueba" se le determinará:

Granulometría (puede ser simplificada)

Límite líquido

Límite plástico

Índice de plasticidad

Clasificación de suelos (SUCS)

Densidad de sólidos

Contenido de agua

Masas volumétricas

Pruebas de corte directo.

Deberá realizarse por lo menos un ensaye de corte directo (con sus correspondientes probetas, cuatro por lo menos) por cada dos sondeos realizados con la técnica de PCA, es decir, se efectuará por lo menos un corte directo por cada estación del transporte semi-masivo.

El ensaye de corte directo se realizará a probetas labradas obtenidas de las muestras inalteradas de suelo, o bien, a probetas restituidas a partir de las muestras alteradas obtenidas en el campo, que tengan la misma masa volumétrica y el mismo contenido de agua, que el estrato de suelo al que representan.



Procedimiento:

Para obtener muestras alteradas el muestreo debe efectuarse según el fin que se persiga. Para tomar muestras individuales de un sondeo a cielo abierto (pozo de 1.50 m x a.50 m de sección y de profundidad requerida).

- a) Se rebaja la parte seca y suelta de suelo propósito de obtener una superficie fresca.
- b) Se toma una muestra de cada capa en un recipiente y se coloca una tarjeta de identificación.
- c) Las muestras se envían en bolsas a laboratorio.

Para obtener muestras inalteradas, el caso más simple corresponde al de cortar un determinado trozo de suelo del tamaño deseado (normalmente de 0.30m x 0.30m x 0.30m), cubriéndolo con parafina y brea para evitar pérdidas de humedad y empacándolo debidamente para su envío a laboratorio. A continuación se indican diferentes formas de obtener dichas muestras inalteradas. Si se desea una muestra inalterada de una superficie más o menos plana el procedimiento a seguir es el siguiente:

- a) Se limpia y analiza la superficie del terreno y se marca el contorno del trozo.
- b) Se excava una zanja alrededor del suelo.
- c) Se ahonda la excavación y se cortan los lados del trozo empleando un cuchillo de hoja delgada.
- d) Se corta el trozo con el cuchillo y se retira del hoyo.
- e) Lacara del trozo extraído que corresponde al nivel del terreno se marca con una señal cualquiera para conocer la posición que ocupaba en el lugar de origen. Se achaflanar inmediatamente las aristas de la muestra y se le aplican tres capas de parafina y brea caliente con una brocha.
- f) Si la muestra no va a ser usada pronto, necesita una protección adicional a las tres capas de parafina ya indicadas. Esta protección consiste en envolver la muestra con una tela blanda (manta de cielo), untando parafina y brea fundida. Para garantizar su impermeabilidad.

La excavación de pozo a cielo abierto rinde siempre una información correcta hasta donde él llega, pues permite la inspección visual de los estratos del suelo. Sin embargo, la mayoría de las investigaciones del suelo requieren estudios del terreno a profundidades mayores que las que pueden ser alcanzadas satisfactoriamente con excavaciones a cielo abierto. El procedimiento usual de detener la excavación a la profundidad donde se construirán los cimientos no da ninguna información respecto a la naturaleza del terreno que quedará debajo de los cimientos y hasta cierta profundidad de los mismos, y éste es, precisamente, el que tiene que sostener la estructura, de aquí que para poder obtener la información requerida para hacer un buen análisis de los cimientos es necesario realizar perforaciones de profundidad. Estas perforaciones pueden hacerse mediante el uso de barrenas hasta llegar al estrato requerido, ahí sacar con un muestreador especial –como el tubo Shelby- la muestra inalterada. Las barrenas pueden ser de diferentes tipos.

La mayoría de ellas son relativamente cortas, variando su tamaño desde unos cuantos centímetros hasta casi medio metro.

Perfil de suelo.

Cualquiera que sea el tipo de perforación que se ejecute, a medida que se va profundizando en ella se deben anotar los espesores de los distintos estratos atravesados, indicando cuales son gravas, arenas, limos arcillas, o mezcla de los mismos; cómo son los granos de los materiales; dónde son de tamaño uniformes o graduado de gruesos a finos; color olor y aspereza de los granos. Con estos datos y los de las pruebas que a los materiales se les ejecute se hacen un perfil de suelos.



Las muestras inalteradas al llegar a laboratorio se desempacan cuidadosamente, se labran los especímenes que se necesitan y se les practican los ensayos necesarios en las condiciones en que se encuentran. Sin embargo las muestras alteradas necesitan procesos diferentes para su ensaye.

Suelos cohesivos y suelos no cohesivos.

Una características que hacen muy distintivos a diferentes tipos de suelos es la cohesión. Debido a ella los suelos se clasifican en cohesivos y no cohesivos. Los suelos cohesivos son los que poseen cohesión, es decir, la propiedad de atracción intermolecular, como las arcillas. Los suelos no cohesivos son los formados por partículas de rocas si ninguna cementación, como la arena y la grava.



Excavación para extracción de muestra de suelo.

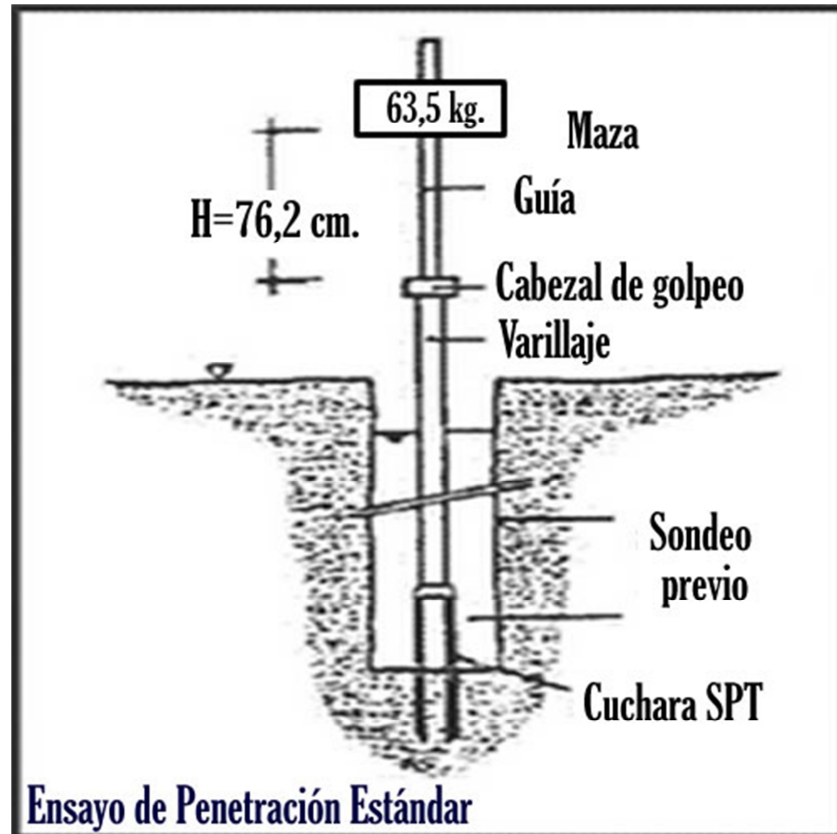
2.3 Sondeos con equipo mecánico.

Este procedimiento es, entre los más exploratorios preliminares, quizá el que rinde mejores resultados en la práctica y proporciona más útil información en torno al subsuelo y o solo en lo referente a descripción.

Esta prueba permite describir ciertas propiedades de los suelos, entre las que se encuentran la composición y textura; de igual forma se puede definir si el suelo es fino o grueso.

Una vez obtenida la muestra es posible realizarle pruebas adicionales e identificar otras características de la misma como son: la granulometría, la densidad y su contenido de humedad. Es importante notar que la muestra obtenida es alterada.

La prueba consiste en hacer penetrar un muestreador o penetrómetro a golpes dados con un martinete de 63.5kg (140 libras) que cae desde 76cms (30 pulgadas), contando el número de golpes para lograr un penetración de 30 cms (1 pie).



Material y Equipo

- * Equipo
- * Martinete de seguridad (con motor)
- * Tripié de penetración
- * Muestreador
- Barreta
- * Flexómetro
- * Cápsula
- * Material
- * Muestra de suelo

Procedimiento

1. Se lleva a cabo una perforación de sondeo, la cual permite determinar a qué profundidad se realizará la prueba.
2. Una vez que se introduce la sonda a la profundidad deseada se procede a colocar el tubo para muestras.
3. Una vez que se llegue a la profundidad deseada se deja caer el martinete hasta alcanzar la profundidad deseada. (15 cm)
4. Una vez alcanzada la profundidad deseada se cuenta el número de golpes que se necesitaron para alcanzarla.



5. La siguiente profundidad que se debe alcanzar es de 30 cm, cuidando de anotar el número de golpes que sean necesarios, en intervalos de 15 cm.
6. Finalmente realizamos el mismo procedimiento para alcanzar 15 cm más.
7. Los pasos anteriores se repitieron en tres ocasiones.
8. Una vez penetrando los sesenta centímetros se extrae el penetrómetro y se retira la muestra extraída para ser analizada, así como también se verifica si se llegó a nivel freático.



Extracción de muestra de la perforación con equipo neumático.



Muestra de suelo extraída de la perforación.

Resultados.

El propósito de esta prueba es obtener la resistencia a la penetración estándar.

Cuando se trate de sondeos mediante la prueba de penetración estándar, deberá seguirse lo indicado en la norma mexicana NMX-C-431-ONNCCE-2002 "Toma de Muestra Alterada e Inalterada", tendrán que recuperarse muestras alteradas de material para su posterior análisis en

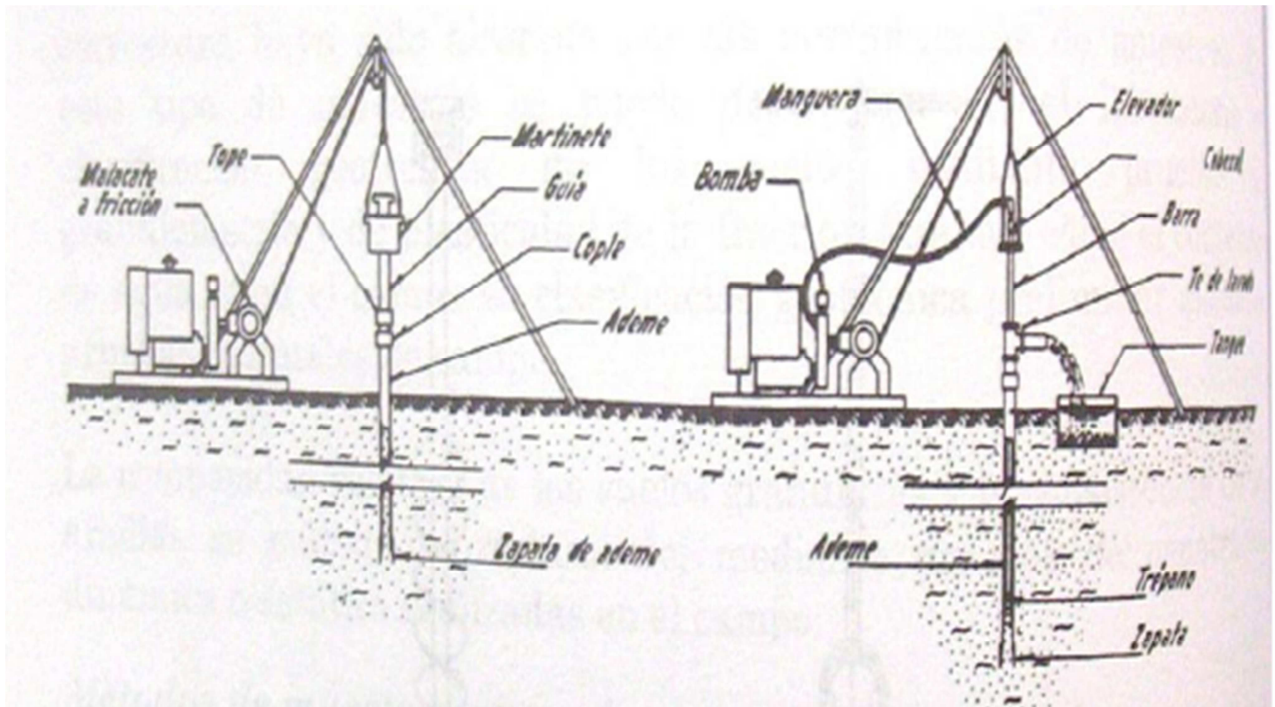


laboratorio, con el fin de obtener las propiedades índice de los materiales que componen los estratos del subsuelo, lo cual aunado al número de golpes del penetrómetro (como parámetro de resistencia), nos marcan la pauta en el diseño y desplante de las cimentación de los inmuebles que se van a proyectar.
En campo se registrará entonces el número de golpes "N" hasta una profundidad mínima de 5 m en cada sondeo.

Trabajos de laboratorio

A cada muestra de suelo, mediante estándares ASTM o bajo los procedimientos que sugiere la norma mexicana NMX-C-416-ONNCCE 2003 "Muestreo de Estructuras Terreas y Métodos de Prueba" se le determinará:

- Granulometría (puede ser simplificada)
- Límite líquido
- Límite plástico
- Índice de plasticidad
- Clasificación de suelos (SUCS)
- Densidad de sólidos
- Contenido de agua
- Masas volumétricas



Perforación con ademe hincado a golpe y lavado con chiflón de agua.



Características del suelo.

Zonificación geotécnica.

El sitio en estudio se encuentra ubicado en la zona denominada de Transición, o zona II de la Ciudad de México, según el Reglamento de Construcciones del Departamento del Distrito Federal.

La Cuenca del Valle de México se formó después de la época de intensa actividad volcánica. El resultado del conjunto de montañas formó un vaso de almacenamiento natural en el que se depositaron rellenos cuaternarios. Durante el desarrollo de estos depósitos se formaron acarreos aluviales que alcanzaron un espesor hasta de 1000 m. A continuación ocurrió el cierre de la cuenca y se inició la formación de los depósitos lacustres en que descansan los aluviones mencionados.

Durante el proceso de formación de los suelos del Gran Lago del Valle de México se presentó una época diluvial después de la cual ocurrió un proceso de desecación. Durante este proceso se alternaron épocas de lluvia y épocas de sequía y se desarrolló un sistema hidrológico que participa en mayor grado en la formación de los suelos de la zona de transición.

El sitio de estudio se ubica al Norte de la Cd. de México, el cual corresponde a la Zona II donde los depósitos profundos se encuentran aproximadamente 20 m de profundidad, la cual está constituida predominantemente por estratos arenosos y limos arenosos intercalados por capas de arcillas lacustres de espesor variable.

Clasificación sísmica del sitio.

Para fines de diseño sísmico de la Cimentación del Distribuidor Vial "Las Armas" y de acuerdo a la Regionalización Sísmica de la República Mexicana, se encuentra dentro de la Zona E, y considerando la Zonificación Geotécnica de la Ciudad de México (Ref. 1) pertenece al tipo de suelo II. En la Tabla 2 se muestran los valores del espectro de diseño a emplear.

Tabla Espectros Sísmicos de Diseño para estructuras comunes.

ZONA SÍSMICA	TIPO DE SUELO	a_0	C	Ta (seg)	Tb (seg)	r
A	I	0.02	0.08	0.2	0.6	½
	II	0.04	0.16	0.3	1.5	2/3
	III	0.05	0.20	0.6	2.9	1
B	I	0.04	0.14	0.2	0.6	½
	II	0.08	0.30	0.3	1.5	2/3
	III	0.10	0.36	0.6	2.9	1
C	I	0.09	0.36	0.0	0.6	½
	II	0.13	0.50	0.0	1.4	2/3
	III	0.16	0.64	0.0	1.9	1



D	I	0.13	0.50	0.0	0.6	1/2
	II	0.17	0.68	0.0	1.2	2/3
	III	0.21	0.86	0.0	1.7	1
E (Zona Metropolitana Ciudad de México)	I	0.04	0.16	0.2	0.6	1/2
	II	0.08	0.32	0.3	1.5	2/3
	III	0.10	0.40	0.6	3.9	1

Donde el tipo de suelo se define como sigue:

- I Terreno firme
- II Terreno intermedio
- III Terreno blando
- a₀ Valor de a que corresponde a T = 0
- C Coeficiente sísmico.
- T_a, T_b Periodos característicos de los espectros de diseño (en segundos).

El sitio en estudio se localiza dentro de la zona sísmica "E", con base en las características geológicas y a los resultados de la exploración geotécnica realizada (campo y laboratorio), el terreno del sitio se clasifica como Tipo II, de lo anterior se establece que el coeficiente sísmico corresponde a C = 0.32.



Figura Regionalización sísmica.

Trabajos de Campo.

Para efectuar la revisión de la cimentación del Distribuidor Vial en construcción, ubicado en Av. Aquiles Serdán, Calzada Las Armas, Av. De Las Culturas y Av. López Mateos, en los Límites del



Municipio de Tlalnepantla de Baz, Estado de México y Delegación de Azcapotzalco, D.F., se llevó a cabo la exploración del subsuelo, que consistió en la ejecución de 2 Sondeos utilizando la técnica de Penetración Estándar.

En la zona de estudio, se realizaron dos sondeos de 16.50 y 20.0 m de profundidad de acuerdo a la ubicación indicada en el Anexo 2 del presente estudio.

El barreno de perforación utilizado fue del tipo del sistema de perforación estándar, ya que el mismo permitió obtener muestras en las que se facilitó no solo el examen megascópico respecto de las características petrográficas y estructurales, sino que también la realización de pruebas más precisas de laboratorio. La longitud de exploración se definió en campo en función de las características estratigráficas de cada uno de los sitios donde se realizaron los sondeos, tomando en consideración el tipo de material existente y su ubicación de acuerdo a la configuración del Distribuidor Vial Las Armas.

Las muestras obtenidas durante la perforación se midieron para calcular la recuperación obtenida, se clasificaron visualmente y al tacto, posteriormente se protegieron depositándolas en bolsas de polietileno y se enviaron al laboratorio de la especialidad para su análisis.

De acuerdo a las características estratigráficas obtenidas en los sondeos de penetración estándar se realizaron las correlaciones mediante las siguientes tablas en base al número de golpe promedio(N) de cada estrato y el ángulo de fricción interna (Φ); y por otro lado el número de golpe y la resistencia a la compresión simple (q_u), y la consistencia del suelo correspondiente; para la obtención de los parámetros geotécnicos.

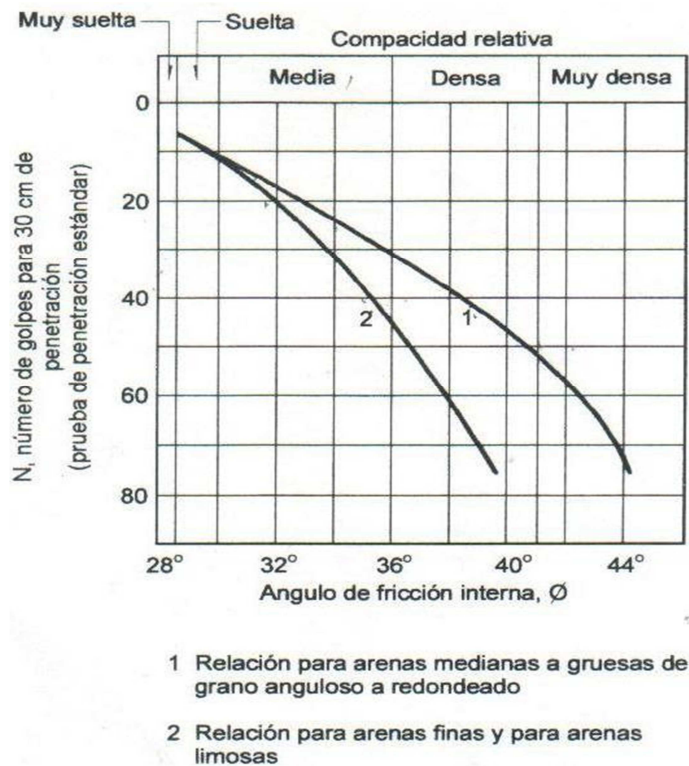


Figura - Correlación entre el número de golpes Vs. El ángulo de fricción interna Φ (Terzaghi and Peck 1968).



Consistencia	Muy blanda	Blanda	Media	Firme	Muy firme	Dura
N	2	2 - 4	4 - 8	8 - 15	15 - 30	30
q_u (kg/cm^2)	0.25	0.25 - 0.5	0.50 - 1.0	1.0 - 2.0	2.0 - 4.0	4.0

Figura - Correlación entre N , q_u y la consistencia (Terzaghi and Peck 1968)



3. PRUEBAS DE LABORATORIO

3.1 Muestras alteradas.

Las muestras de suelo que se obtuvieron en los trabajos de campo, fueron protegidas con cajas de plástico, las cuales fueron enviadas al laboratorio central con la finalidad de efectuar los ensayos correspondientes.

A las muestras de suelo se les clasificó de manera visual y al tacto en el laboratorio y se les obtuvo sus propiedades índice, tales como: peso volumétrico natural, límites de consistencia, granulometría y contenido de humedad.

3.2 Muestras inalteradas.

Con base a los sondeos profundos y a los ensayos realizados se determinaron los parámetros mecánicos utilizados en los análisis de capacidad de carga del tipo de cimentación adoptado en el proyecto del Distribuidor Vial "Las Armas".

Los procedimientos de ensayos utilizados son los especificados en las normas ASTM.

Interpretación estratigráfica y propiedades mecánicas.

Sondeo de Penetración estándar No. 1(SPT-1).

- | | |
|-------------------|--|
| De 0.0 a 1.80 m. | Se encontró grava limosa poco arcillosa de compacidad suelta de color café oscuro (GM), obteniendo un numero de golpes entre 5 y 8, en profundidades de golpeo de 30 cm, tiene con un contenido de humedad promedio de 25.0%, límite líquido promedio de 30.0%, límite plástico promedio de 22.90%, con un porcentaje promedio de grava de 45.1%, porcentaje de arena de 42.2% y finos de 12.7%. El peso volumétrico natural promedio es de 1.90 t/m ³ . |
| De 1.80 a 5.40 m. | Se encontró limo arenoso de alta plasticidad de consistencia media de color café oscuro (MH), obteniendo un numero de golpes entre 7 y 32, en profundidades de golpeo de 30 cm, tiene con un contenido de humedad promedio de 61.0%, límite líquido promedio de 57.80%, límite plástico promedio de 45.50%, con un porcentaje promedio de grava de 0.0%, porcentaje de arena de 46.3% y finos de 53.7%. El peso volumétrico natural promedio es de 1.45 t/m ³ . |
| De 5.40 a 8.40 m. | Se encontró arcilla de alta plasticidad de consistencia firme de color café claro a gris (CH), obteniendo un numero de golpes entre 4 y 26, en profundidades de golpeo de 30 cm, tiene con un contenido de humedad promedio de 61.0%, límite líquido promedio de 77.1%, límite plástico promedio de 34.2%, con un porcentaje promedio de grava de 2.5%, porcentaje de arena de 9.9% y finos de 87.6%. El peso volumétrico natural promedio es de 1.40 t/m ³ . |



- De 8.40 a 12.00 m. Se encontró arena limosa de compacidad media a densa de color café claro a gris (SM), obteniendo un número de golpes entre 19 y 40, en profundidades de golpeo de 30 cm, tiene con un contenido de humedad promedio de 39.20%, límite líquido promedio de 29.90%, límite plástico promedio de 23.50%, con un porcentaje promedio de grava de 0.0%, porcentaje de arena de 69.3% y finos de 30.7%. El peso volumétrico natural promedio es de 1.55 t/m³.
- De 12.00 a 15.00 m. Se encontró limo arenoso de baja plasticidad de color café claro (ML), obteniendo un número de golpes entre 20 y mayor de 50, en profundidades de golpeo de 30 cm, tiene con un contenido de humedad promedio de 26.30%, límite líquido promedio de 30.60%, límite plástico promedio de 22.40%, con un porcentaje promedio de grava de 2.8%, porcentaje de arena de 33.7% y finos de 63.5%. El peso volumétrico natural promedio es de 1.77 t/m³.
- De 15.00 a 16.80 m. Se encontró limo arenoso de baja plasticidad de color café claro (ML), obteniendo un número de golpes mayor de 50, en profundidades de golpeo de 30 cm, tiene con un contenido de humedad promedio de 27.10%, límite líquido promedio de 32.70%, límite plástico promedio de 25.30%, con un porcentaje promedio de grava de 1.0%, porcentaje de arena de 45.5% y finos de 53.5%. El peso volumétrico natural promedio es de 1.86 t/m³.
- De 16.80 a 20.00 m. Se encontró limo arenoso de baja plasticidad de color café claro (ML), obteniendo un número de golpes entre 40 y mayor de 50, en profundidades de golpeo de 30 cm, tiene con un contenido de humedad promedio de 27.40%, límite líquido promedio de 33.40%, límite plástico promedio de 26.15%, con un porcentaje promedio de grava de 0.0%, porcentaje de arena de 32.6% y finos de 67.4%. El peso volumétrico natural promedio es de 1.80 t/m³.



Perforación con equipo neumático SPT-1.



Sondeo de Penetración estándar No. 2(SPT-2).

- De 0.0 a 1.20 m. Se encontró grava limosa de compacidad densa de color café oscuro (GM), obteniendo un numero de golpes mayor de 50, en profundidades de golpeo de 30 cm, tiene con un contenido de humedad promedio de 8.0%, límite líquido promedio de 25.80%, límite plástico promedio de 19.30%, con un porcentaje promedio de grava de 48.1%, porcentaje de arena de 34.5% y finos de 17.4%. El peso volumétrico natural promedio es de 1.90 t/m³.
- De 1.20 a 4.80 m. Se encontró limos de alta plasticidad de consistencia media de color café oscuro (MH), obteniendo un numero de golpes entre 8 y 20, en profundidades de golpeo de 30 cm, tiene con un contenido de humedad promedio de 59.70%, límite líquido promedio de 60.20%, límite plástico promedio de 48.10%, con un porcentaje promedio de grava de 0.5%, porcentaje de arena de 35.6% y finos de 69.3%. El peso volumétrico natural promedio es de 1.48 t/m³.
- De 4.80 a 8.40 m. Se encontró arcillas de alta plasticidad de consistencia media de color café a grisáceo (CH), obteniendo un numero de golpes entre 4 y 20, en profundidades de golpeo de 30 cm, tiene con un contenido de humedad promedio de 81.85%, límite líquido promedio de 83.40%, límite plástico promedio de 32.84%, con un porcentaje promedio de grava de 0.0%, porcentaje de arena de 8.2% y finos de 91.8%. El peso volumétrico natural promedio es de 1.40 t/m³.
- De 8.40 a 11.40 m. Se encontró limo arenoso de baja plasticidad con mezcla de arena pumítica de color café claro (ML), obteniendo un numero de golpes entre 25 y mayor de 50, en profundidades de golpeo de 30 cm, tiene con un contenido de humedad promedio de 56.0%, límite líquido promedio de 29.50%, límite plástico promedio de 23.30%, con un porcentaje promedio de grava de 1.9%, porcentaje de arena de 45.0% y finos de 53.1%. El peso volumétrico natural promedio es de 1.66 t/m³.
- De 11.40 a 13.80 m. Se encontró limo arenoso de baja plasticidad de color café claro (ML), obteniendo un numero de golpes mayor de 50, en profundidades de golpeo de 30 cm, tiene con un contenido de humedad promedio de 29.20%, límite líquido promedio de 28.25%, límite plástico promedio de 31.37%, con un porcentaje promedio de grava de 0.0%, porcentaje de arena de 34.5% y finos de 65.5%. El peso volumétrico natural promedio es de 1.81 t/m³.
- De 13.80 a 15.00 m. Se encontró arena limosa de compacidad densa de color café claro (SM), obteniendo un numero de golpes mayor de 50, en profundidades de golpeo de 30 cm, tiene con un contenido de humedad promedio de 25.20%, límite líquido promedio de 27.10%, límite plástico promedio de 20.83%, con un porcentaje promedio de grava de 2.2%, porcentaje de arena de 58.2% y finos de 39.6%. El peso volumétrico natural promedio es de 1.88 t/m³.



De 15.00 a 16.50 m. Se encontró limo arenoso de baja plasticidad de color café claro (ML), obteniendo un número de golpes mayor de 50, en profundidades de golpeo de 30 cm, tiene un contenido de humedad promedio de 26.30%, límite líquido promedio de 27.30%, límite plástico promedio de 21.22%, con un porcentaje promedio de grava de 2.9%, porcentaje de arena de 47.0% y finos de 50.2%. El peso volumétrico natural promedio es de 1.84 t/m^3 .



Perforación con equipo neumático SPT-2.

No se detectó el nivel de aguas freáticas (N.A.F.) en los sondeos SPT-1 y SPT-2 realizados en el sitio.



4. CARACTERÍSTICAS ESTRATIGRAFICAS Y FISICAS DEL SUBSUELO

Antecedentes.

Se realizó el Estudio de Mecánica de Suelos para la revisión de la Cimentación del Distribuidor Vial, ubicado en Av. Aquiles Serdán, Calzada Las Armas, Av. De Las Culturas y Av. López Mateos, en los Límites del Municipio de Tlalnepanitla de Baz, Estado de México y Delegación de Azcapotzalco, D.F.

La cimentación adoptada es de tipo profundo a base de Pilas de concreto reforzado colados en el lugar de diámetros variables de 0.80 y 1.60 m de acuerdo a la información contenida en el Plano Estructural E-01 al E-04 (Zapatas y Pilas de Cimentación) con fecha de 15 de Octubre de 1999 para la Secretaría de Obras y Servicios, Dirección General del Gobierno del Distrito Federal y H. Ayuntamiento de Tlalnepanitla de Baz.

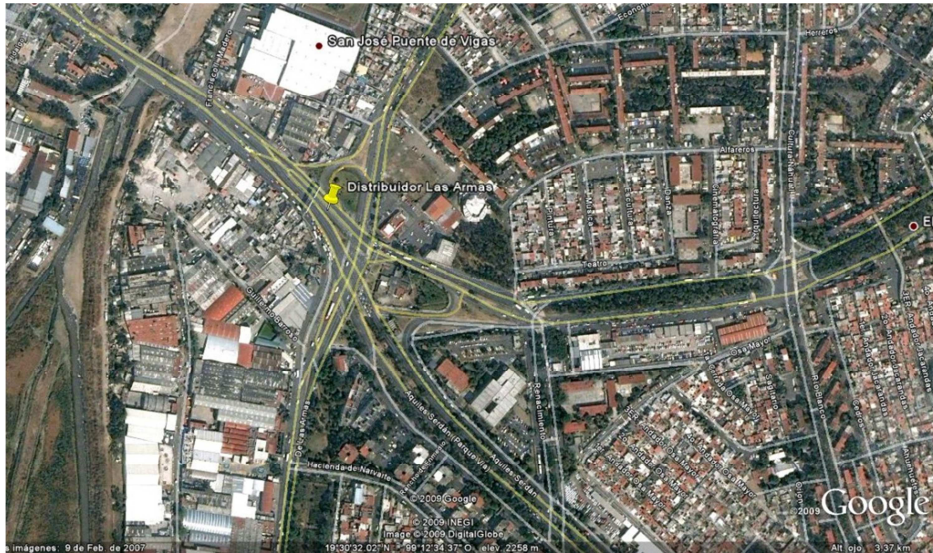


Figura Localización del sitio de estudio.

Objetivo.

El presente estudio tiene como objetivo determinar las características físicas y estratigráficas del subsuelo que prevalecen en el sitio de estudio para realizar la revisión de la cimentación de proyecto; así como de los análisis de capacidad de carga admisible, para la construcción del Distribuidor Vial Av. Aquiles Serdán, Calzada Las Armas, Av. De Las Culturas y Av. López Mateos.

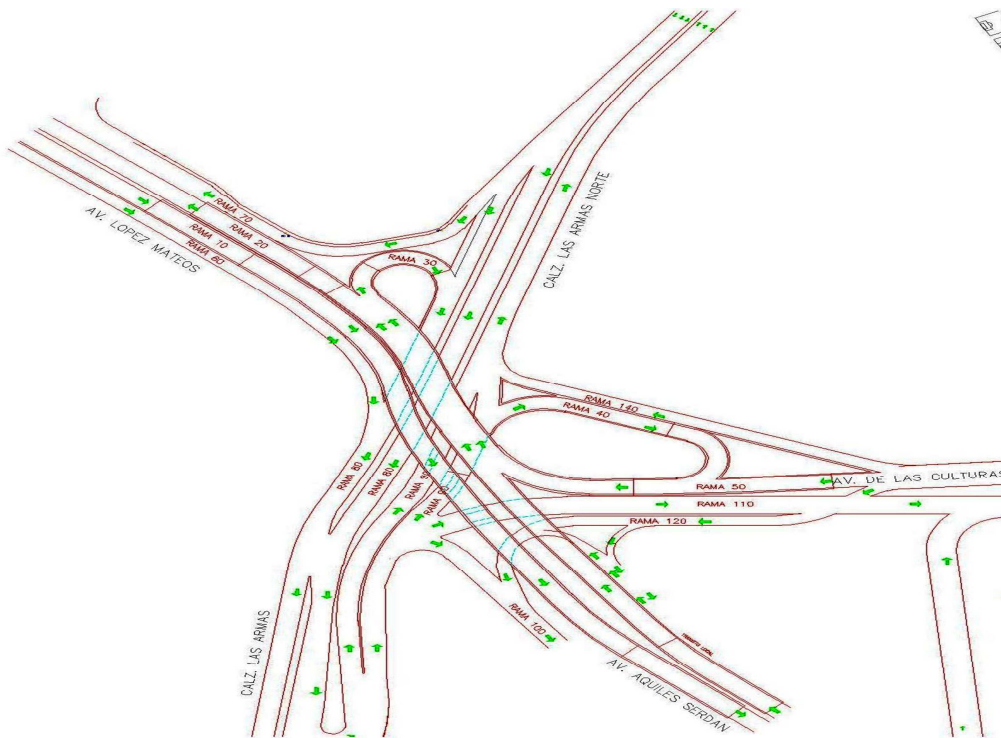
Como parte del alcance de este informe se pueden citar los siguientes aspectos:

- Información general de la zona donde se encontrará alojada la Construcción del Distribuidor Vial, proporcionando una descripción geotécnica.
- Definición de la estratigrafía del subsuelo del sitio y las propiedades mecánicas de los



materiales que lo constituyen.

- o Clasificación del subsuelo del sitio para fines de análisis sísmico.
- o Determinación de la capacidad de carga del terreno.



Planta de la vialidad regional del distribuidor vial las armas.



4.1 LEVANTAMIENTO GEOLOGICO LOCAL

La zona del proyecto se localiza en los límites Políticos del Estado de México y Distrito Federal, más precisamente en los límites del municipio de Tlalnepantla, Méx. y la Deleg. Azcapotzalco, D.F. en la parte norponiente del Área Metropolitana de la Ciudad de México.

Municipio de Tlalnepantla

Coordenadas geográficas extremas porcentaje territorial y colindancias.

Al norte 19°35', al sur 19°30' de latitud norte; al este 99°05', al oeste 99°15' de longitud oeste el municipio de Tlalnepantla de Baz representa el 0.32% de la superficie del estado.

El municipio de Tlalnepantla de Baz colinda al norte con los municipios de Atizapán de Zaragoza, Cuautitlán Izcalli, Tultitlán y el Distrito Federal; al este con el Distrito Federal y el municipio de Ecatepec de Morelos; al sur con el Distrito Federal y el municipio de Naucalpan de Juárez; al oeste con los municipios de Naucalpan de Juárez y Atizapán de Zaragoza.

FUENTE: Marco Geo estadístico. INEGI, 2000.



Los terrenos correspondientes al Municipio de Tlalnepantla se sitúan geográficamente al noroeste del Estado de México, sobre el Valle de México en su porción septentrional y al norte del Distrito Federal.

El Municipio de Tlalnepantla cuenta con una superficie de 83.48km, lo que representa el 20.37% del total de la superficie del Estado de México.



Delegación Azcapotzalco

Coordenadas geográficas extremas porcentaje territorial y colindancias.

Al norte 91°31', al sur 19°27' de latitud norte; al este 99°27', al oeste 99°13' de longitud oeste.

La delegación Azcapotzalco representa el 2.23 % de la superficie del distrito federal, tiene una superficie de 33.86 Km² (3,330 Ha).

Colinda al norte con el municipio de Tlalnepantla, y al poniente con el municipio de Naucalpan, ambos del estado de México. Tales límites son marcados por la Calzada de las Armas, la Av. Benito Juárez, las calzadas Maravillas y Retoño sirven de límites al oriente y suroriente, las delegaciones políticas de Gustavo a. Madero a través de la calzada Vallejo. Cuauhtémoc a través de la av. Río Consulado y paseo Jacarandas, y Miguel Hidalgo a través de la calzada de la Naranja, Santa Lucia y Ferrocarriles Nacionales. Tal delimitación quedó definida por decreto presidencial el 29 de diciembre de 1970, fecha en la que se promulga la ley orgánica de la ciudad de México.

Su altitud media es de 2,240 metro sobre el nivel del mar (msnm), y su superficie es básicamente plana con una pendiente media menor al 5%. La Delegación Azcapotzalco, abarca una superficie equivalente al 2.23% de la superficie del Distrito Federal. Ocupa el doceavo lugar en cuanto a extensión de entre las 16 Delegaciones Políticas. Tiene una altura sobre el nivel del mar igual a la del Distrito Federal.

El Municipio de Tlalnepantla esta comunicado regionalmente con la Ciudad de México por la vialidad denominada "Av. Adolfo López Mateos" que después del límite municipal con la Delegación Azcapotzalco se denomina "Av. Aquiles Serdán", de esta forma el Municipio de Tlalnepantla y la Delegación Azcapotzalco forman parte de la Zona Metropolitana del Valle de México (ZMVM) por lo que comparten sus problemas y necesidades.

Vialidad Regional.

Av. Aquiles Serdán.

Es una vialidad primaria de doble sentido de circulación que tiene carriles centrales y laterales separados por tres camellones de aproximadamente 6.00m cada uno. Los cuerpos centrales de 10.50m cuentan con tres (3) carriles; mientras que el cuerpo lateral para el sentido hacia la Vía Gustavo Baz tiene 700m para dos (2) carriles, y la lateral con sentido hacia la Av. Tezozomoc cuenta con 11.00m para tres (3) carriles de circulación.

Vialidades Primarias.

Av. Adolfo López Mateos.

Es una vialidad primaria de doble sentido de circulación que tiene dos cuerpos separados por un camellón central variable que conecta la Av. Aquiles Serdán con la Vía Gustavo Baz o la Av. Presidente Adolfo López Mateos para que el tránsito vehicular fluya hacia Naucalpan o Tlalnepantla, y al mismo tiempo le permita cruzar el Río de los Remedios, por medio de un puente que tiene dos (2) carriles por sentido de circulación.



Calzada de las Armas Sur.

Es una vialidad primaria de doble sentido de circulación que tiene dos cuerpos de 7.50m, antes del entronque con la Av. Aquiles Serdán, separados por un camellón central variable entre 1.00 y 3.00m y banquetas de 2.00m.

Calzada de las Armas Norte.

Es una vialidad primaria de doble sentido de circulación que tiene dos cuerpos de 110.50m, después del entronque con Av. de las Culturas, separados por un camellón central de 2.00m y banquetas de 2.00m.

Av. de las Culturas.

Es una vialidad primaria de doble sentido de circulación que tiene dos cuerpos separados por un camellón central variable. Sin embargo en el entronque en estudio, debido al diseño actual tiene cuatro (4) cuerpos: el sentido hacia la Av. López Mateos tiene 11.50m para 4 carriles, un camellón central de 0.60m; mientras que el sentido contrario tiene 7.00m para dos (2) carriles.

Si se viene circulando sobre la lateral de la Av. Aquiles Serdán se puede tomar la Av. de las Culturas, porque en este punto inicia el sentido hacia la vialidad Renacimiento con una sección de 7.00m para dos carriles. Sin embargo, también existe otro cuerpo en el sentido contrario como se muestra en las siguientes figuras, con una sección de 700m para dos (2) carriles que accede a los carriles centrales, antes de cruzar el semáforo.

Como puede apreciarse en las siguientes imágenes.
Sentidos de circulación en el Sistema Ambiental Regional (SAAR).



Calzada de las Armas



Av. Aquiles Serdán

Geología y Geomorfología.

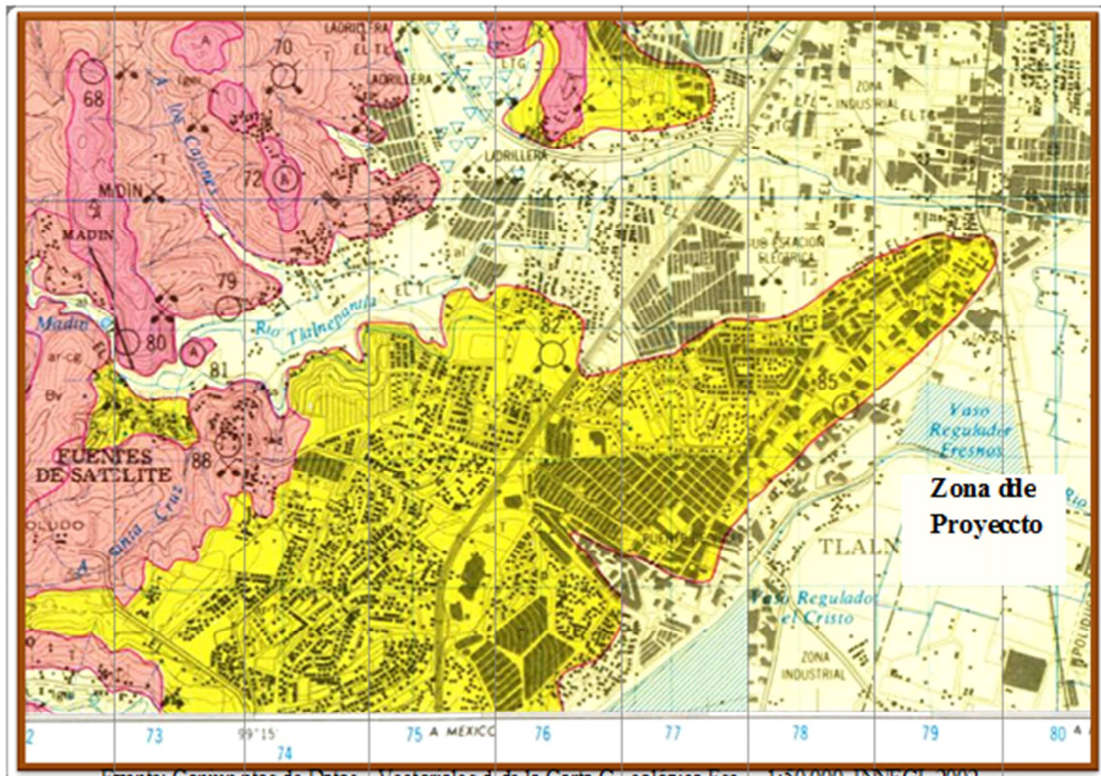
La zona de estudio se localiza dentro la Zona Metropolitana de la Ciudad de México (ZMCM) se ubica en la provincia fisiográfica X (diez) como se muestra en la cartografía siguiente, una de las 15 regiones en que está dividida la República Mexicana, conocida como Eje Neovolcánico, la cual está conformada por grandes sierras volcánicas, coladas de lava, conos dispersos, amplios escudos-volcanes de basaltos, depósitos de arenas y cenizas dispersas entre extensas llanuras, destacan amplias cuencas cerradas ocupadas por lagos o por depósitos de lagos antiguos como: Zumpango, Guadalupe, Texcoco y Xochimilco, entre otros, (INEGI, 2005).

En el interior de la provincia fisiográfica X existe una diferenciación de las características del terreno, siendo la subprovincia número 57, denominada Lagos y Volcanes del Anáhuac, la correspondiente a la ZMCM y otras entidades (Estado de México, Tlaxcala, Hidalgo, Puebla y Morelos).

Cerca de la ZMCM se encuentran localizados algunos de los volcanes más elevados del país: Popocatepetl, Iztaccíhuatl, Nevado de Toluca (Xinantécatl) y la Malinche (Matlalcuéyetl), entre otros.

El sistema de mayor cobertura es la "llanura", ocupa 35.8% del territorio de la ZMCM, en ella se localizan la mayoría de las delegaciones del Distrito Federal y algunos de los municipios del estado de México. Este sistema no presenta un relieve accidentado y el 60 % del área es ocupada por la zona urbana, el resto por la agricultura y la zona llamada Sosa-Texcoco, (INEGI, 2005). En este sistema se localiza el Proyecto que se analiza.

En el territorio municipal se encuentran dos unidades geomorfológicas: la Sierra de Guadalupe y la planicie. La primera se localiza al norte del municipio con altitud de 2,250 a los 2,700msnm. Por otra parte, la planicie ocupa la mayor parte de la porción poniente de Tlalnepantla, tiene una altitud promedio de 2,240msnm con pendientes menores al 6%.



Fuente: Conjuntos de Datos Vectoriales de la Carta Geológica Escala 1:50 000. INEGI, 2002.

Geología de la Ciudad de México



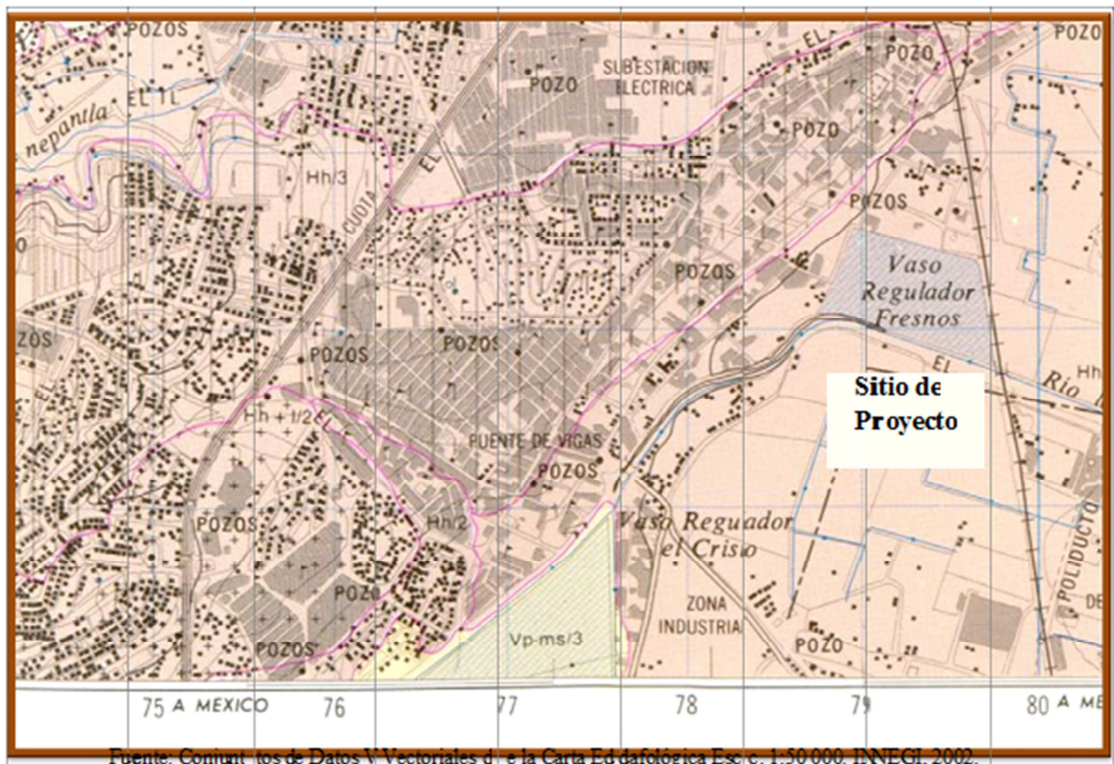
4.2 DESCRIPCION ESTRATIGRAFICA Y FISICA DEL SUBSUELO

Suelos.

Tanto el municipio de Tlalnepantla como la delegación Azcapotzalco, se ubican dentro de la provincia fisiográfica del Eje Neovolcánico (como se muestra en la siguiente figura) que se encuentra constituida por afloramiento de rocas de origen ígneo y sedimentario, representa dos por rocas ígneas de tipo lavas, brechas, tobas, basaltos, riolitas y andesitas, estas últimas predominan en un 70% principalmente en toda la topografía de la Sierra de Guadalupe. Las rocas sedimentarias están representadas por dos clases: rocas clásticas en un 20% y tobas y materiales detríticos en un 10%, así también por depósitos lacustres y aluviales; además existen fracturas y fallas regionales asociadas a los fenómenos de vulcanismo y mineralización.

La distribución de tipos de suelo se sitúa en relación con el tipo de geología, topografía y procesos de transporte. En la zona plana se presenta un tipo de suelo regosol, acompañados de litosoles y de afloramiento de rocas de tepetate, estos tipos de suelo se pueden encontrar en las laderas, hacia el poniente del municipio.

Los suelos que se presentan en la topografía de la Sierra de Guadalupe son del tipo feozem háplico, con una capa superficial rica en materia orgánica y en nutrientes; por encontrarse en laderas se erosiona con facilidad. Se asocia a un feozem calcárico; además, un tipo de suelo litosol.



Fuente: Conjunto de Datos Vectoriales de la Carta Edafológica Escala 1:50 000. INEGI, 2002.

Edafología de la Ciudad de México



Aprovechamiento actual del suelo.

Actualmente la zona poniente de la Ciudad de México, se cuenta con un área urbana, la mayoría de esta superficie está destinada al uso habitacional, siendo el popular el que cuenta con mayor presencia. Aún se encuentra en la zona urbana poniente predios baldíos susceptibles a desarrollarse.

En la zona poniente al área destinada a la industria se encuentra localizada en una franja central norte – sur, ocupando un 20% del área urbana. Cabe hacer mención que esta zona está en un proceso de reciclamiento, por lo cual muchos de los predios con este uso, ahora están cambiando a un uso de comercio y servicios.

En la zona poniente, al norte encontramos el tiradero municipal, el rastro en el centro, así como una gran superficie del 7% de la totalidad de la zona poniente que ocupa la infraestructura (vasos reguladores, vías ferrocarril). Las actividades administrativas municipales se localizan en esta zona del municipio.

En la zona oriente el área urbana es de 9,686,151m, el uso habitacional popular es el de mayor presencia y la zona industrial se ubica al suroeste y centro de la zona; en ella encontramos instaladas a un gran número de gaseras.

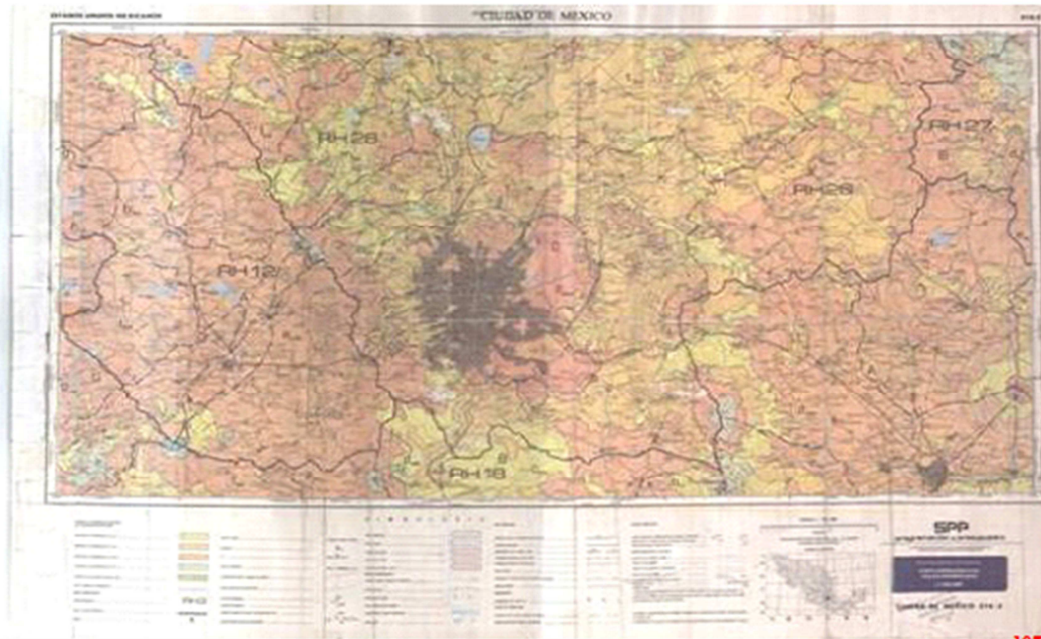
El Municipio de Tlalnepantla de Baz cuenta con una zona de preservación ecológica siendo esta la Sierra de Guadalupe, que representa casi un 22.10% (en zona oriente y poniente), de la totalidad del territorio del municipio, además de algunos cerros que aumentan las áreas verdes en el municipio.

Hidrología superficial y subterránea.

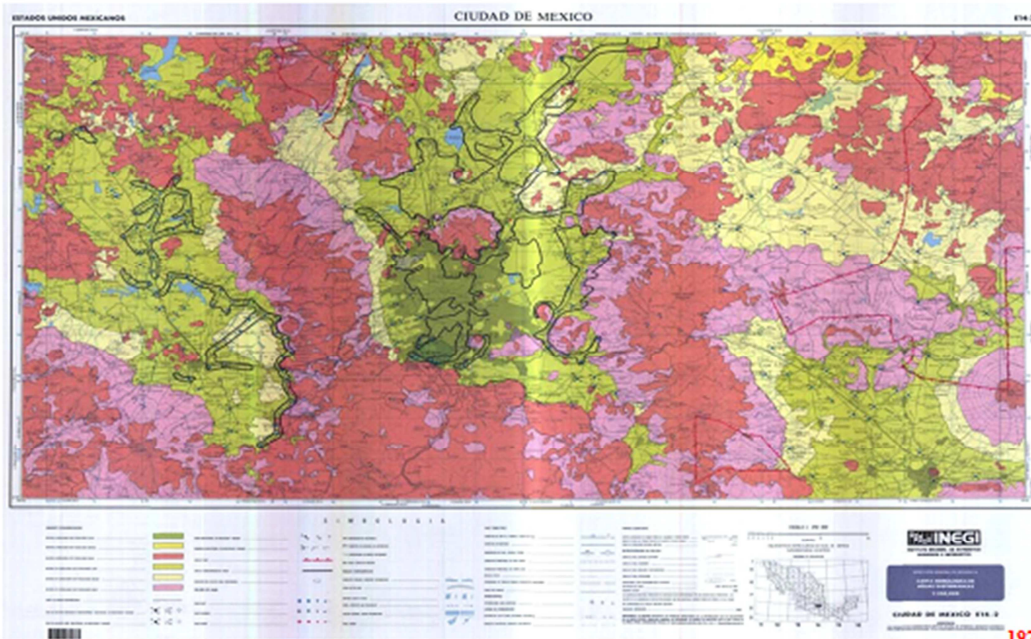
En la zona de estudio no existe hidrología superficial natural.

Tanto el municipio de Tlalnepantla como la delegación Azcapotzalco, se encuentran en la subcuenca “P” denominada Lagos de Texcoco y Zumpango que pertenece a la cuenca del Río Moctezuma, la que a su vez forma parte de la región hidrológica Pánuco No.RH26 como se muestra en las siguientes figuras.

Existen tres ríos principales que atraviesan el municipio. Son el Río de los Remedios, el Río San Javier, y el Río Tlalnepantla. En la actualidad estos tres ríos llevan en su caudal una enorme cantidad de desperdicios, tanto industriales como domésticos, porque forman parte del drenaje del norte de la Zona Metropolitana de la Ciudad de México.



Fuente: Conjuntos de Datos Vectoriales de la Carta Hidrológica de Aguas superficiales Esc. 1:250 000. INEGI,
Hidrología de Aguas superficiales de la Ciudad de México



Fuente: Conjuntos de Datos Vectoriales de la Carta Hidrológica de Aguas subterráneas Esc. 1:250 000. INEGI,
Hidrología de Aguas subterráneas de la Ciudad de México



5. ANALISIS DE CIMENTACION

Revisión de cimentación.

Pilas de concreto colados en el lugar:

Para la revisión de la cimentación del “Distribuidor Vial Las Armas” se utilizó la información de los sondeos de penetración estándar realizados con un alcance de 16.50 y 20.0 m de profundidad.

De acuerdo a las pruebas de laboratorio realizadas en cada uno de los estratos detectados en los sondeos de penetración estándar, se determinó el ángulo de fricción interna y la cohesión aparente que intervinieron en la revisión de los Análisis de Capacidad de carga.

La revisión de la cimentación se realizó empleando la información contenida en los planos Estructurales E-01 al E-04 (Zapatatas y Pilas de cimentación de diámetro variable entre 0.80 y 1.60 m) con fecha del 15 de Octubre de 1999 para la Secretaría de Obras y Servicios, Dirección General del Gobierno del Distrito Federal y H. Ayuntamiento de Tlalnepantla de Baz.

En los planos de cimentación antes mencionados, se contempla pilas de concreto reforzados colados en el lugar de profundidad variable y diámetro de 0.80 y 1.60 m; y en algunas de ellas se considera la construcción de campanas, sin embargo, actualmente durante la construcción se detectaron que no se tomaron en cuenta ésta consideración, por lo que el presente estudio tiene como finalidad realizar el análisis de la capacidad de carga de dichas pilas de cimentación.

El cálculo de la capacidad de carga se realizó en función de los siguientes criterios.

Criterios de capacidad de carga.

Las pilas en suelos que presentan condiciones especiales; es decir, materiales con propiedades de cohesión y fricción, su capacidad de carga tanto la resistencia por punta como de fricción lateral depende de las siguientes consideraciones.

Las pilas en suelos de arcillas arenosas que tiene un carácter predominantemente cohesivo, la capacidad de carga por punta y por fricción se determina usualmente ignorando la componente friccionante; de manera similar en arenas arcillosas con cohesión relativamente pequeña, la capacidad se calcula sin considerar la componente cohesiva.

Sin embargo, para arcillas arenosas o limos arenosos que tiene cohesión apreciable y además, características friccionantes, se sugiere (Tomlinson, 1977) calcular la resistencia por punta con los factores de capacidad de carga (N_c y N_q) propuestas por Terzaghi.

Es recomendable que la capacidad de carga última en la punta no exceda de 1070 ton/m^2 , a menos que las pruebas de carga de la pila indiquen valores mayores.

La fricción lateral en el fuste de la pila se calcula considerando la suma de las componentes friccionantes y cohesiva del suelo.

En pilas que penetran capas de suelos débiles hasta alcanzar un estrato resistente, la capacidad de soporte depende fundamentalmente de la resistencia movilizada en el estrato de apoyo. Debido a la alta rigidez de la capa resistente y de la pila, los desplazamientos relativos entre éste y las capas superiores de suelos son generalmente insuficientes para movilizar significativamente la fricción lateral.



Cuando las pilas penetran significativamente en el estrato de apoyo la capacidad de carga está dada por las resistencias de punta y fricción lateral de este estrato; se considera que las capas superiores solo contribuyen como sobrecarga.

En depósitos muy estratificados la capacidad de carga de la pila depende tanto de la fricción lateral como de la resistencia por punta. Siempre que sea posible las pilas deben desplantarse hasta llegar una capa con suficiente resistencia y espesor como para suponer que generan su capacidad de carga enteramente en ese estrato.

Con base en los criterios descritos anteriormente, se realizó el análisis de capacidad de carga de la Pilas de cimentación del Distribuidor Vial Las Armas.

Capacidad por punta.

Cuando los cimientos profundos se construyen en arcillas arenosas que tienen un carácter predominantemente cohesivo, la capacidad de carga por punta y por fricción se determina ignorando la componente friccionante; de manera similar, en arenas arcillosas con cohesión relativamente pequeña, la capacidad de carga se calcula sin considerar la componente cohesiva.

En arcillas arenosas o limos arenosos que tiene cohesión apreciable y además características friccionantes, se ha sugerido (Tomlinson, 1977) calcular la resistencia por punta con los factores de capacidad de carga N_c y N_f propuestos por Terzaghi, aplicando la siguiente ecuación:

$$Q_p = [1.3c_u N_c + P'_o (N_q - 1)] A_p$$

Dónde:

Q_p = Capacidad de carga en la punta de la pila, en ton.

c_u = Resistencia al corte no drenada (cohesión aparente) del suelo de apoyo, en t/m^2 .

N_c, N_q = Factores de capacidad de carga.

P'_o = Presión vertical efectiva en la punta de la pila, en t/m^2 .

A_p = Área de la punta de la pila, en m^2 .



ϕ	N_c	N_q
0	5.1	1
5	6.5	1.6
10	8.4	2.5
15	11	3.9
20	14.8	6.4
25	20.7	10.7
30	30.1	18.4
35	46.1	33.3
40	75.3	64.2

Tabla. Factores capacidad de carga N_c y N_q para falla general (Terzagui and Peck, 1967).

Para el análisis de capacidad de carga se consideró para los diámetros de 0.80 y 1.60 m y profundidad de desplante de 15.0 m, medidos a partir del nivel actual de terreno natural (N.T.N.). Los resultados obtenidos para cada sección geométrica considerados, se pueden observar en las siguientes tablas.

Capacidad de carga de Pilas de 0.80 m diámetro.

Estrato	Espesor (m)	N	C (ton/m ²)	Φ (°)	N'_c	N'_q	P'_o (ton/m ²)	qp (ton/m ²)	Qp (ton)
1	4.20	30	18.8	28	25.4	14.6	6.846	712.2	119.27
$\Sigma =$	4.20					$\Sigma =$	6.846	712.2	

Tabla. Capacidad de carga por punta con profundidad de desplante de 15.0 m.

Capacidad de carga de Pilas de 1.60 m diámetro.

Estrato	Espesor (m)	N	C (ton/m ²)	Φ (°)	N'_c	N'_q	P'_o (ton/m ²)	qp (ton/m ²)	Qp (ton)
2	4.20	30	18.8	28	25.4	14.6	6.846	712.2	477.10
$\Sigma =$	4.20					$\Sigma =$	6.846	712.2	

Tabla. Capacidad de carga por punta con profundidad de desplante de 15.0 m.



Resumen de capacidad de carga.

Apoyo No.	H pila (m)	Longitud libre (m)	Prof respecto a N.T.N. (m)	Diámetro (m)	Q_{pu} punta (ton)	Q_{pnet} por pila (ton)	Tipo de cimentación
Apoyo No. 1	15.00	15.0	15.0	0.80	119.27	119	Pilas de concreto de 0.80 m de diámetro
Apoyo No. 1	15.00	15.0	15.0	1.60	477.10	477	Pilas de concreto de 1.60 m de diámetro

Tabla. Resumen de Capacidad de Carga Admisible de Pilas.

Dónde:

Q_{pa} = Capacidad de carga por punta, en ton.

Memoria Descriptiva

1. Descripción de la estructura.

Se trata de un puente vehicular, con 13 claros, generalmente los claros son de 30 metros, el ancho de cada claro es de 13 metros. Los tableros están conformados por losas macizas de concreto reforzado, apoyada sobre traveses tipo cajón con aletas, estas pretensadas. La subestructura es de cabalotes extremos y pilas intermedias, ambos con cabezal y pilas de cimentación, desplantadas en zapatas con pilas, de acuerdo a las recomendaciones de Mecánica de Suelos.

2. Análisis y diseño de la estructura.

Para el análisis y diseño de la estructura se consideraron las especificaciones de siguientes manuales y reglamentos.

- Normas de diseño: AASHTO 1996.
- Normas para puentes de la SCT.
- Términos de Referencia para proyectos de puentes SCT, DGCF.

2.1. Hipótesis de cálculo.

- Estructura: grupo A
- Factor de importancia: 1.5
- Factor de comportamiento sísmico de acuerdo a los Términos de Referencia de la SCT
 $Q = 4$ para superestructura
 $Q = 2$ para subestructura
- Factor de impacto de acuerdo a especificaciones de AASHTO



El análisis de los elementos de la superestructura se realizó por estática simple utilizando hojas de cálculo. El análisis de la subestructura se idealizó por medio de un programa de cómputo que considera la interacción suelo-estructura de acuerdo a sus respectivas rigideces.

3. Materiales.

- Concreto en traveses presforzados: $f'c = 400 \text{ kg/cm}^2$
- Concreto en losas, subestructura y cimentación: $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$
- Acero de refuerzo: $f_y = 4\,200 \text{ kg/cm}^2$
- Acero de prefuerzo (torones): $f_{rg} = 18\,920 \text{ kg/cm}^2$
- Acero de prefuerzo (barras) $f_{rg} = 16\,500 \text{ kg/cm}^2$
- Acero estructural A-36: $f_y = 2\,530 \text{ kg/cm}^2$
- Neopreno Shore 60 ASTM 2240: $f_t = 100 \text{ kg/cm}^2$

4. Cargas muertas.

- Concreto armado 2.40 ton/m^3
- Concreto simple 2.20 ton/m^3
- Carpeta asfáltica 2.40 ton/m^3
- Acero estructural 7.85 ton/m^3

5. Cargas vivas:

Las reglamentadas por la SCT para el análisis y diseño de esta estructura es el que rija de las siguientes, cargada en todos sus carriles de tránsito:

- HS-20
- T3-S3
- T3-S2-R4
- IMT 66.5

6. Acciones accidentales.

6.1 Sismo.

- Factores de ductilidad de Acuerdo a los Términos de Referencia de la SCT.
- Para el análisis sísmico se observarán los siguientes criterios:
Se aplica una fuerza estática horizontal equivalente S , actuante en el centro de gravedad de la estructura.
La distribución de esta fuerza se considerará tomando en cuenta el área tributaria de cada elemento estructural.

El valor de S se obtendrá mediante:

$$S = c W / Q$$

Dónde: S = Fuerza estática horizontal equivalente, aplicada en el centro de gravedad de la estructura.
 W = peso total tributario de la estructura.



c = ordenada máxima del espectro sísmico correspondiente al tipo de suelo en el sitio de ubicación de la estructura ($c = 0.36$).

Q = factor de comportamiento sísmico.

El cociente c / Q no debe ser menor que a_0 , ordenada al origen del espectro.

7. Combinaciones de cargas.

7.1 Combinación de cargas.

$$U = 1.3 (CM + 5/3 (CV+I))$$

$$U = 1.3 (CM + ET + S)$$

$$U = 1.3 (CM + ET - S)$$

No se considerará el efecto de carga viva en combinación con el sismo; tampoco el efecto del viento o de otra carga eventual.

Dónde: CM = efectos de la carga muerta
CV = efectos de la carga viva.
ET = efectos del empuje de tierras
S = efectos del sismo
U = efectos últimos de diseño

Para elementos sujetos a flexocompresión se verificará la combinación de mínima fuerza axial y máximo momento mediante:

$$U = 1.3 (0.75 CM + ET \pm S)$$

7.2 Para el diseño se tomará la más desfavorable de las combinaciones siguientes:

$$S = S_L + 0.3 S_T$$

$$S = S_T + 0.3 S_L$$

Donde S_L y S_T son las fuerzas sísmicas equivalentes en la dirección longitudinal y transversal del puente respectivamente.

Los desplazamientos máximos de la estructura se obtendrán multiplicando los obtenidos con las fuerzas sísmicas equivalentes anteriores por Q .

El análisis de la cimentación se hará considerando la rigidez de los estratos del suelo como si fueran elementos elásticos colocados a cada metro y mediante programas de cómputo.

8. Diseño de elementos estructurales.

8.1 Superestructura

Vigas pretensadas.- Se analizan por estática simple transmitiendo la carga viva con el método de E. Courbon. El diseño se realizó con la teoría elástica, limitando los esfuerzos especificados por el AASHTO, tratando de limitar los esfuerzos dentro del rango menor para no requerir acero de refuerzo, pero podrán permitirse valores en que sea necesario colocar acero de refuerzo.



El diseño por cortante consideró la carga viva con el máximo efecto a lo largo de la viga.

Losas.- De acuerdo con las especificaciones del AASHTO para momento positivo y negativo.

8.2 Subestructura.

Cabezal.- Con los elementos mecánicos obtenidos del análisis de interacción suelo-estructura que idealizó la subestructura en marcos rígidos en la dirección transversal y en voladizo en la dirección longitudinal considerando la participación del suelo; se diseñaron los cabezales de acuerdo a lo especificado por el AASHTO.

Pilas.- Se determinó la mínima cantidad necesaria de pilas de acuerdo a la capacidad del suelo y se revisaron por su capacidad estructural. Para las pilas de cimentación, se consideró el trabajo como marco rígido ortogonal en la dirección transversal del paso y en la dirección normal al cabezal en voladizo para los efectos de sismo y empujes de tierra en el caso de caballetes. Se modeló el suelo con resortes considerando las rigideces de cada estrato para considerar su interacción con la estructura.

Aleros.- Se analiza en franjas horizontales para encontrar el ancho más crítico y que rige para diseño; el acero se coloca con dos distribuciones diferentes para reforzar adecuadamente las zonas críticas.

Topes.- Se diseñarán topes sísmicos en los cabezales de caballetes y pilas. Estos se diseñan para tomar eventualmente la carga transmitida por la superestructura.

Apoyos.- Se dimensionan con el criterio B de las especificaciones del AASHTO.

9. Estudios geotécnicos.

- Se consideraron los datos recomendados por el estudio de Mecánica de Suelos.



DISEÑO DE LOSA DE SUPERESTRUCTURA DE ACUERDO CON AASHTO SECCIÓN 3.24 (INCLUYE PRELOSAS)

Datos generales:		¿Prelosas trabajan en servicio?	No
Concreto de la losa f'c =	250 kg/cm ²	Ancho de banqueteta y/o guarnición =	0.530 m
Acero de refuerzo f y =	4,200 kg/cm ²	Ancho del patín superior de la viga =	0.400 m
Ancho de la guarnición =	0.530 m	Carga muerta de banqueteta =	0.432 ton/m ²
Peso del parapeto y guarnición =	0.637 ton/m	Carga viva de banqueteta =	0.350 ton/m ²
Ancho total de la losa =	22.060 m	Espesor de losa entre vigas =	0.220 m
Separación entre vigas =	1.740 m	Espesor de losa en el extremo =	0.220 m
No. de vigas =	13 pzas.	Espesor de carpeta =	0.120 m PARA DISEÑO
Longitud total del tablero	30.600 m	Recubrimiento del acero de refuerzo =	0.060 m

CARGA MUERTA:

LOSA (INCLUYE PRELOSA) h =	22 cm	0.22 x 2.40 =	0.53 ton/m ²
CARPETA h =	12 cm	0.12 x 2.40 =	0.29 ton/m ²
		SUMA =	0.82 ton/m ²

CARGA VIVA:

CASO A.- REFUERZO PRINCIPAL PERPENDICULAR AL EJE DEL CAMINO (SECCIÓN 3.24.3.1 AASHTO)

IMPACTO = I = 15.24 / (L + 38.1) <= 0.3

I = 15.2 / (1.34 + 38.1) = 0.39 SE TOMARA: I = 1.3

AL CENTRO $M_{CV+1} = (L + 0.61) / 9.74 \times P_{HS20} \times I \times \text{Factor de Continuidad}$

EN VOLADO $M_{CV+1} = P_v \times L_v \times I / E$

$E = (0.8L_v / 0.3048 + 3.75) \times 0.3048 = 1.14 \text{ m (3-17 AASHTO)}$

DONDE:

L =	1.74 m	Lv =	0 m
P _{HS20} =	7.3 ton	Pv =	7.3 ton
I =	1.3		



ANALISIS DE CIMENTACION

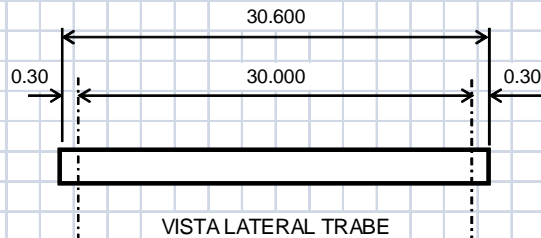


AL CENTRO	$M_{CV+1} = (1.74 + 0.61) / 9.74 \times 7.3 \times 1.3 \times 0.8 = 1.83 \text{ ton-m / m}$				
EN VOLADO	$M_{CV+1} = 7.3 \times 0 \times 1.3 / 1.14 = 0 \text{ ton-m / m}$				
	$M_u = 1.3 (M_{CM} + \beta M_{CV+1})$ CON $\beta = 1.0$ (SECCION 3.24.2.2) Sólo en el volado				
DONDE :					
	$M_{CM \text{ AL APOYO}} = w L^2 / 12 = 0.21 \text{ ton-m / m}$				
	$M_u = 1.3 (0.21 + 5/3 \times 1.83) = 4.24 \text{ ton-m / m}$				
	As = 7.3 cm ² # 5 @ 27 cm				
	As min = 5.33 cm ² # 5 @ 37 cm				
<table border="1"> <tr> <td>As transversal # 5 @ 25 cm</td> <td></td> </tr> <tr> <td>PONER # 5 @ 25 cm</td> <td>7.92 cm²</td> </tr> </table>		As transversal # 5 @ 25 cm		PONER # 5 @ 25 cm	7.92 cm ²
As transversal # 5 @ 25 cm					
PONER # 5 @ 25 cm	7.92 cm ²				
	$M_{CM \text{ VOLADO}} = 0.21 \text{ ton-m / m}$				
	$M_u = 1.3 (0.21 + 1 \times 0) = 0.28 \text{ ton-m / m}$				
	As nec. = 0.5 cm ² # 5 @ 433.8 cm				
	As min = 5.33 cm ² # 5 @ 37 cm				
<table border="1"> <tr> <td>As losa lecho superior volado = # 5 @ 20 cm</td> </tr> </table>		As losa lecho superior volado = # 5 @ 20 cm			
As losa lecho superior volado = # 5 @ 20 cm					
ACERO LONGITUDINAL POR DISTRIBUCIÓN					
SE COLOCARÁ EL SIGUIENTE PORCENTAJE NO MAYOR AL 67% (SECCIÓN 3.24.10.2)					
	$121/\sqrt{S} = 121 / \sqrt{1.34} = 105 \text{ \% SE TOMARÁ } 67 \text{ \%}$				
	As = 0.67 x 7.3 = 4.92 cm ² # 4 @ 25.8 cm				
<table border="1"> <tr> <td>PONER # 4 @ 25 cm</td> </tr> </table>		PONER # 4 @ 25 cm			
PONER # 4 @ 25 cm					

**TRABE LONGITUD TOTAL = 30.00 M**

Claro =	30.000 m	0.30 al apoyo
Ancho de losa =	22.060 m	
Espesor de losa =	0.220 m	
Espesor de carpeta =	0.120 m	
Ancho de calzada =	21.000 m	
N° de carriles =	6	
Número de traves =	13 piezas	
Separación de traves =	1.740 m	
Área de una trabe =	0.569 m ²	
Ancho banquetta más parapeto =	0.530 m	EXTREMA
Ancho banquetta =	0.000 m	CENTRAL
Peso de banquetas =	0.000 ton/m	
Volado de losa =	0.590 m	
Peso de guaración más parapeto =	1.860 ton/m	3 PIEZAS
Carga viva de banquetta =	0.000 ton/m ²	
3 diafragmas =	50.721 ton	

	CARGAS POR TRABE		REACCIONES
	T1	T2	POR TABLERO
Peso propio	1.37	1.37	272 ton
Losa	0.77	0.92	178
Carpeta	0.47	0.47	92.5
CM ^s	0.27	0.27	54.3
			<u>597 ton</u>



CARGA VIVA	
TIPO DE CAMIÓN	CARRILES
HS 20	0
T3 S3 TIPO 1	0
T3 S3 TIPO 2	0
T3 S2 R4 TIPO 1	6
T3 S2 R4 TIPO 2	0
CARRILES TOTAL	6



SECCIÓN TRANSVERSAL:

REPARTO TRANSVERSAL DE CARGA VIVA POR EL MÉTODO DE ENGESSER COURBON



	T 1	T 2	T 3		T 13	EXCENTRICIDAD
CAMIÓN 1	0.247	0.219	0.190			8.975
CAMIÓN 2	0.189	0.170	0.152			5.925 7.45
CAMIÓN 3	0.131	0.122	0.113			2.875 5.925
CAMIÓN 4	0.048	0.053	0.058			-1.525 4.063
CAMIÓN 5	-0.010	0.005	0.019			-4.575 2.335
CAMIÓN 6	-0.068	-0.043	-0.019			-7.625 0.675
FACTOR DE REPARTO	0.511	0.460	0.410			

CARGA MUERTA	CARGA VIVA
$W_{\text{TABLERO}} = 1194 \text{ ton}$	$R_{\text{TABLERO}} = 306 \text{ ton}$
$R_{\text{TABLERO}} = 597 \text{ ton}$	Impacto = 1.22



ANALISIS DE CIMENTACION



SOLICITACIONES POR TRABE														
TRABE 1		MOMENTO												
x / L	0	kL	0.05	0.1	0.15	0.2	0.25	0.3	0.35	0.4	0.45	0.5		
x	0	0.70	1.5	3	4.5	6	7.5	9	10.5	12	13.5	15		
PESO PROPIO	0.0	14.0	29.2	55.3	78.4	98.4	115.3	129.1	139.9	147.6	152.2	153.7		
LOSA	0.0	7.9	16.5	31.2	44.2	55.5	65.0	72.8	78.9	83.3	85.9	86.7		
CARPETA	0.0	4.8	9.9	18.8	26.7	33.5	39.3	44.0	47.6	50.2	51.8	52.3		
BANQUETA	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0		
GUARNICIÓN Y PARAPETO	0.0	1.5	3.1	5.8	8.2	10.3	12.1	13.5	14.6	15.5	15.9	16.1		
CARGA VIVA BANQUETA	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0		
CARGA VIVA CAMIÓN	0.0	33.1	71.0	130.0	182.0	224.0	260.0	296.0	321.0	339.0	349.0	352.0		
CARGA VIVA CAMIÓN	0	20.7	44.36	81.22	113.7	140	162.4	184.9	200.6	211.8	218.1	219.9		
CARGA VIVA EQUIVALENTE														
TRABE 1		CORTANTE												Reacción
x / L	0	kL	0.05	0.1	0.15	0.2	0.25	0.3	0.35	0.4	0.45	0.5		
x	0	0.70	1.5	3	4.5	6	7.5	9	10.5	12	13.5	15		
PESO PROPIO	20.5	19.5	18.4	16.4	14.3	12.3	10.2	8.2	6.1	4.1	2.0	0.0	20.91	
LOSA	11.6	11.0	10.4	9.3	8.1	6.9	5.8	4.6	3.5	2.3	1.2	0.0	11.79	
CARPETA	7.0	6.7	6.3	5.6	4.9	4.2	3.5	2.8	2.1	1.4	0.7	0.0	7.12	
BANQUETA	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00	
GUARNICIÓN Y PARAPETO	2.1	2.0	1.9	1.7	1.5	1.3	1.1	0.9	0.6	0.4	0.2	0.0	2.19	
CARGA VIVA BANQUETA	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00	
CARGA VIVA CAMIÓN	51.0	49.1	47.0	44.0	40.0	36.0	33.0	29.0	26.0	22.0	19.0	16.0	51.0	
CARGA VIVA PARA TRABE	31.9	30.7	29.4	27.5	25.0	22.5	20.6	18.1	16.2	13.7	11.9	10.0	31.9	
CARGA VIVA EQUIVALENTE														
TRABE 2		MOMENTO												
x / L	0	H/2	0.05	0.1	0.15	0.2	0.25	0.3	0.35	0.4	0.45	0.5		
x	0		1.5	3	4.5	6	7.5	9	10.5	12	13.5	15		
PESO PROPIO	0.0	0.0	29.2	55.3	78.4	98.4	115.3	129.1	139.9	147.6	152.2	153.7		
LOSA	0.0	0.0	16.5	31.2	44.2	55.5	65.0	72.8	78.9	83.3	85.9	86.7		
CARPETA	0.0	0.0	9.9	18.8	26.7	33.5	39.3	44.0	47.6	50.2	51.8	52.3		
BANQUETA	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0		
GUARNICIÓN Y PARAPETO	0.0	0.0	3.1	5.8	8.2	10.3	12.1	13.5	14.6	15.5	15.9	16.1		
CARGA VIVA BANQUETA	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0		
CARGA VIVA CAMIÓN	0.0	33.1	71.0	130.0	182.0	224.0	260.0	296.0	321.0	339.0	349.0	352.0		
CARGA VIVA PARA TRABE	0.0	18.7	40.0	73.2	102.5	126.1	146.4	166.7	180.7	190.9	196.5	198.2		
CARGA VIVA EQUIVALENTE														
TRABE 2		CORTANTE												Reacción
x / L	0	H/2	0.05	0.1	0.15	0.2	0.25	0.3	0.35	0.4	0.45	0.5		
x	0		1.5	3	4.5	6	7.5	9	10.5	12	13.5	15		
PESO PROPIO	20.5	20.5	18.4	16.4	14.3	12.3	10.2	8.2	6.1	4.1	2.0	0.0	20.91	
LOSA	11.6	11.6	10.4	9.3	8.1	6.9	5.8	4.6	3.5	2.3	1.2	0.0	14.06	
CARPETA	7.0	7.0	6.3	5.6	4.9	4.2	3.5	2.8	2.1	1.4	0.7	0.0	7.12	
BANQUETA	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00	
GUARNICIÓN Y PARAPETO	2.1	2.1	1.9	1.7	1.5	1.3	1.1	0.9	0.6	0.4	0.2	0.0	2.19	
CARGA VIVA BANQUETA	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00	
CARGA VIVA CAMIÓN	51.0	49.1	47.0	44.0	40.0	36.0	33.0	29.0	26.0	22.0	19.0	16.0	51.0	
CARGA VIVA PARA TRABE	28.7	27.7	26.5	24.8	22.5	20.3	18.6	16.3	14.6	12.4	10.7	9.0	28.7	
CARGA VIVA EQUIVALENTE														

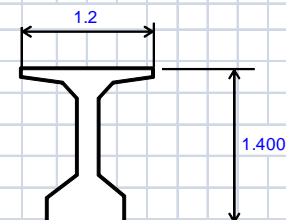


ANÁLISIS DE CIMENTACION



TRAMO : Tipo	
CLARO ENTRE APOYOS :	30 m momento carga muerta + camión T3 S2 R4
COMBINACION :	(CM+CV+I)
MATERIALES	
TRABE	
CONCRETO $f'_c =$	400 kg/cm ²
ESFUERZO DEL CONCRETO f_{ci} AL TENSADO =	350 kg/cm ²
ACERO DE PRESFUERZO $f_{pg} =$	18,960 kg/cm ²
BAJA RELAJACIÓN SI	
LOSA	
CONCRETO $f'_c =$	250 kg/cm ²
ACERO $f_y =$	4200 kg/cm ²
TENSAR ACERO (1.3 ϕ) A	
0.75 $f_{SR} =$	14,220 kg/cm ²
Fuerza =	591,268 kg

CARGAS	Peso propio	1.37 ton/m
	Losa	0.77 ton/m
	Carpeta	0.47 ton/m
	Guarnición y Parapeto	0.27 ton/m
	Suma de Carga Muerta	2.88 ton/m
	Carga Viva Equivalente	1.95 ton/m



PROPIEDADES GEOMÉTRICAS			
SECCIÓN SIMPLE		SECCIÓN COMPUESTA	
H =	1.4000 m	H =	1.6200 m
$I_x =$	0.1438 m ⁴	$I_x =$	0.2544 m ⁴
A =	0.5694 m ²	A =	0.8233 m ²
$Y_i =$	0.7200 m	$Y_i =$	0.9637 m
a =	0.3500 m	a =	0.3500 m

LOSA	
PERALTE =	22 cm
Ancho Patín Losa =	146 cm
Trabe	
Ancho alma =	20 cm
Ancho Patín Inf. =	66 cm

HUMEDAD RELATIVA PROMEDIO ANUAL
HR = 50 %

MÓDULO DE ELASTICIDAD DEL ACERO
 $E_s = 2,100,000$ kg/cm²

MÓDULO DE ELASTICIDAD DEL CONCRETO
 $E_c = 300,000$ kg/cm²

ESF. ACERO DE REF. LONG. $0.60 f_y = 2,520$ kg/cm ²	ESF. ACERO DE REF. VERT. $f_y = 4,200$ kg/cm ² ESTRIBOS # 3
--	---

PÉRDIDAS DE TENSIÓN	
INICIALES	FINALES
4.70%	22.00%



ANALISIS DE CIMENTACION

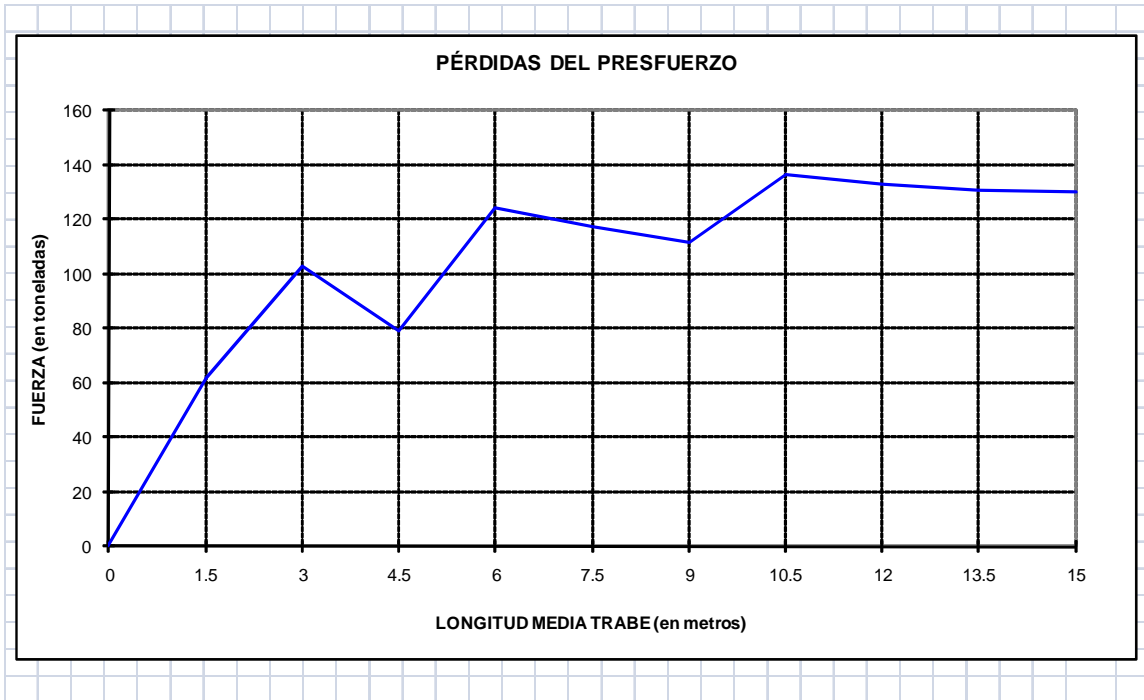


$V_{MN} = 4\% \text{ de } P_{PRESE} = 0.04 \times 14.220 \times 42 \times 0.99 \times 78.00\% = 18.448 \text{ ton en d/4 C}$																	
M CARGA VIVA	0	21.826	44.36	81.22	113.7	140	162.4	184.9	200.6	211.8	218.1	219.9	ESFUERZOS PERMISIBLES				
V CARGA VIVA	31.86	31.865	29.37	27.49	24.99	22.49	20.62	18.12	16.24	13.75	11.87	9.997					
Y TORONES	X TRABE EN METROS												A la Transferencia				
cm	0L	0.02 L	0.05L	0.10L	0.15L	0.20L	0.25L	0.30L	0.35L	0.40L	.045L	0.50L	COMPRESIÓN $f_c =$	210 kg/cm ²			
	0.00	0.70	1.50	3.00	4.50	6.00	7.50	9.00	10.50	12.00	13.50	15.00	TENSIÓN $f_t =$	-29.9 kg/cm ²			
50													En servicio				
45													COMPRESIÓN $f_c =$	160 kg/cm ²			
40													TENSIÓN $f_t =$	-16 kg/cm ²			
35																	
30													RESUMEN DE RESULTADOS				
25													A LA TRANSFERENCIA				
20	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	$f_{SMIN} =$	-23.6 kg/cm ² bien			
15	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	$f_{I MAX} =$	199.8 kg/cm ² bien			
10	6	6	6	12	12	12	12	12	12	12	12	12	EN SERVICIO				
5	0	0	0	0	0	8	8	8	12	12	12	12	$f_{S MAX} =$	105.7 kg/cm ² bien			
SUMA	24	24	24	30	30	38	38	38	42	42	42	42	$f_{I MIN} =$	-10.6 kg/cm ² bien			
FLEXIÓN	PASA POR MOMENTO ULTIMO	PASA POR MOMENTO ULTIMO	PASA POR MOMENTO ULTIMO	PASA POR MOMENTO ULTIMO	PASA POR MOMENTO ULTIMO	PASA POR MOMENTO ULTIMO	PASA POR MOMENTO ULTIMO	PASA POR MOMENTO ULTIMO	PASA POR MOMENTO ULTIMO	PASA POR MOMENTO ULTIMO	PASA POR MOMENTO ULTIMO	PASA POR MOMENTO ULTIMO	PASA POR MOMENTO ULTIMO	BIEN POR MOMENTO RESISTENTE			
														ACERO EN FIBRA INFERIOR MÍNIMO			
														1.78 cm ²	3 Vars. # 3		
ESFUERZOS TRANSFER.	-13.6	-23.6	-16.4	-13.5	-2.6	-8.3	-0.3	6.2	3.7	7.3	9.5	10.2	<<< Fibra Superior	ACERO PARA M			
	66.6	141.4	133.8	159.9	148.3	193.2	184.7	177.8	199.8	196.0	193.7	192.9	<<< Fibra Inferior	1.78 cm ²			
ESFUERZOS SERVICIO	-13.1	-14.1	2.5	21.9	46.2	53.3	71.1	86.3	91.0	99.3	104.1	105.7	<<< Fibra Superior	3 # 3 ó			
	55.3	101.9	83.1	66.1	41.3	48.4	26.3	6.6	7.5	-2.8	-8.7	-10.6	<<< Fibra Inferior	2 # 4 ó			
													C.L.	1 # 5 ó			
ENDUCTADOS																	
LECHO 6														No. TORONES	1 # 8		
														LONG. ENDUCTADA			
LECHO 5														No. TORONES			
														LONG. ENDUCTADA			
LECHO 4														No. TORONES			
														LONG. ENDUCTADA			
LECHO 3														No. TORONES			
														LONG. ENDUCTADA			
LECHO 2			6											No. TORONES			
			3.00											LONG. ENDUCTADA			
LECHO 1						8			4					No. TORONES			
						6.00			10.50					LONG. ENDUCTADA			

FLECHA = 2.68 cm BIEN
 FLECHA ADMISIBLE = 3.75 cm 1 / 800 BIEN

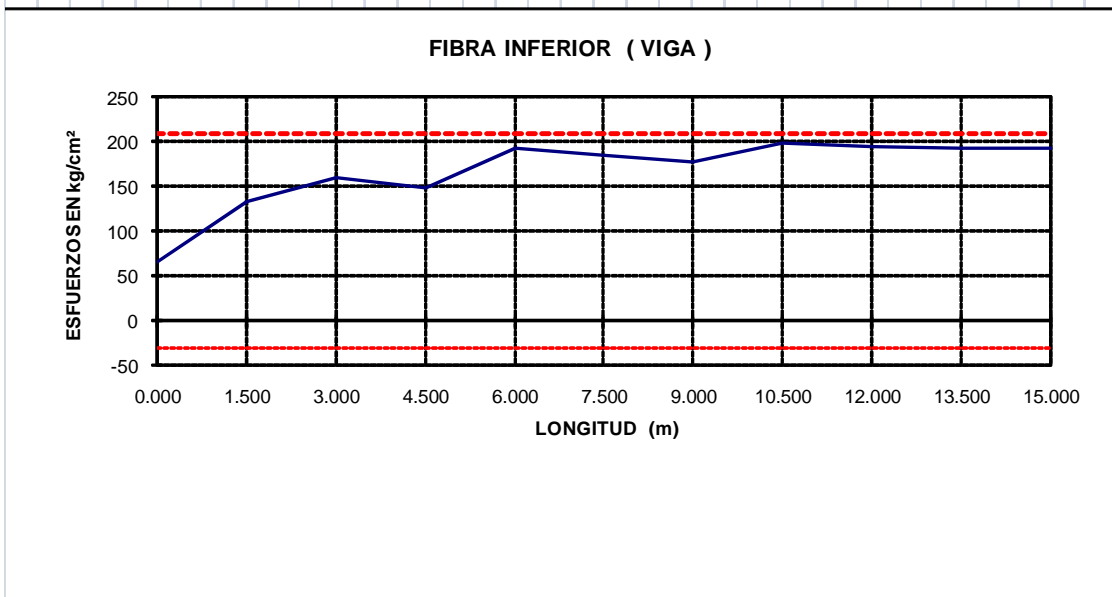
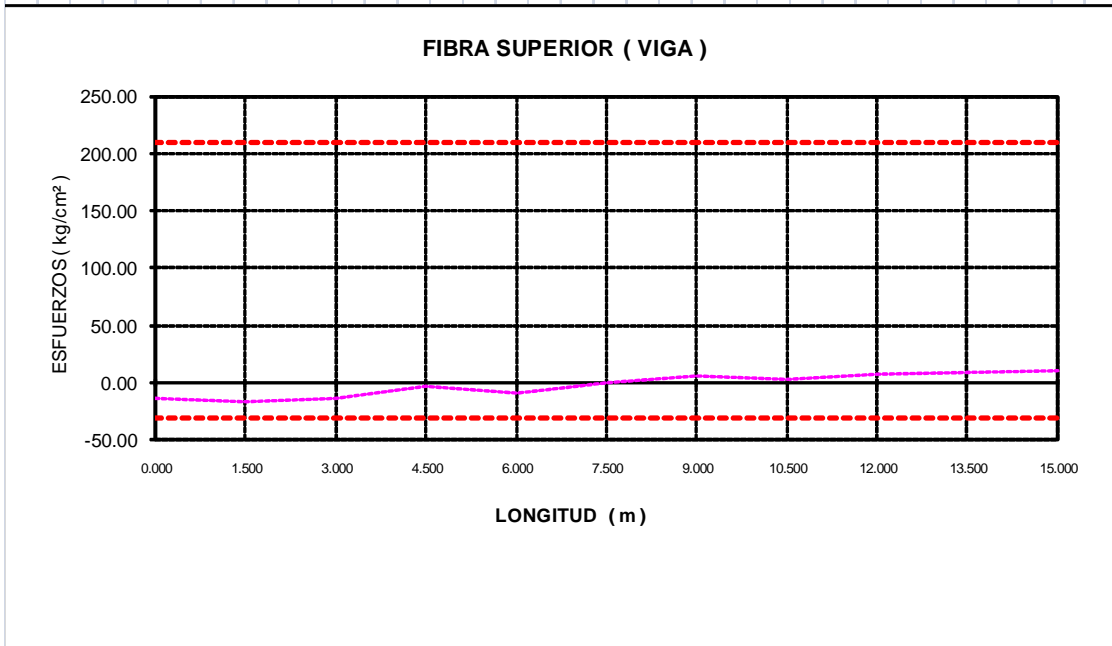
**DATOS PARA OBTENCIÓN DE PÉRDIDAS EN TRABES PRETENSADAS**

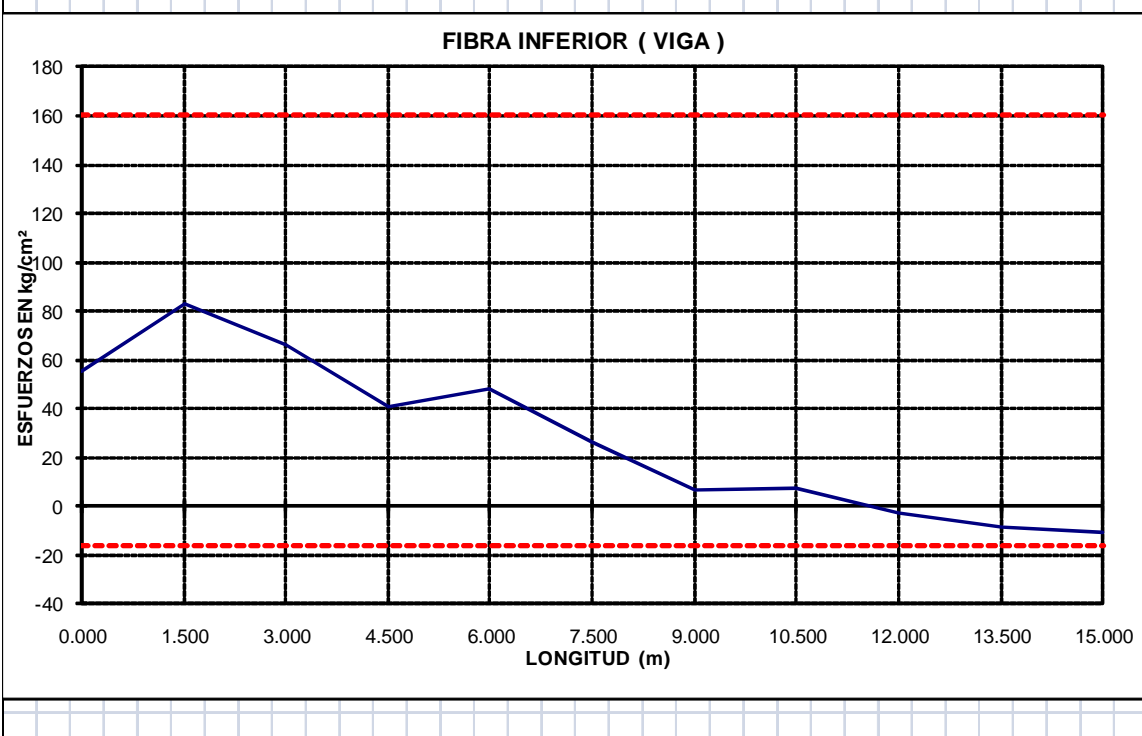
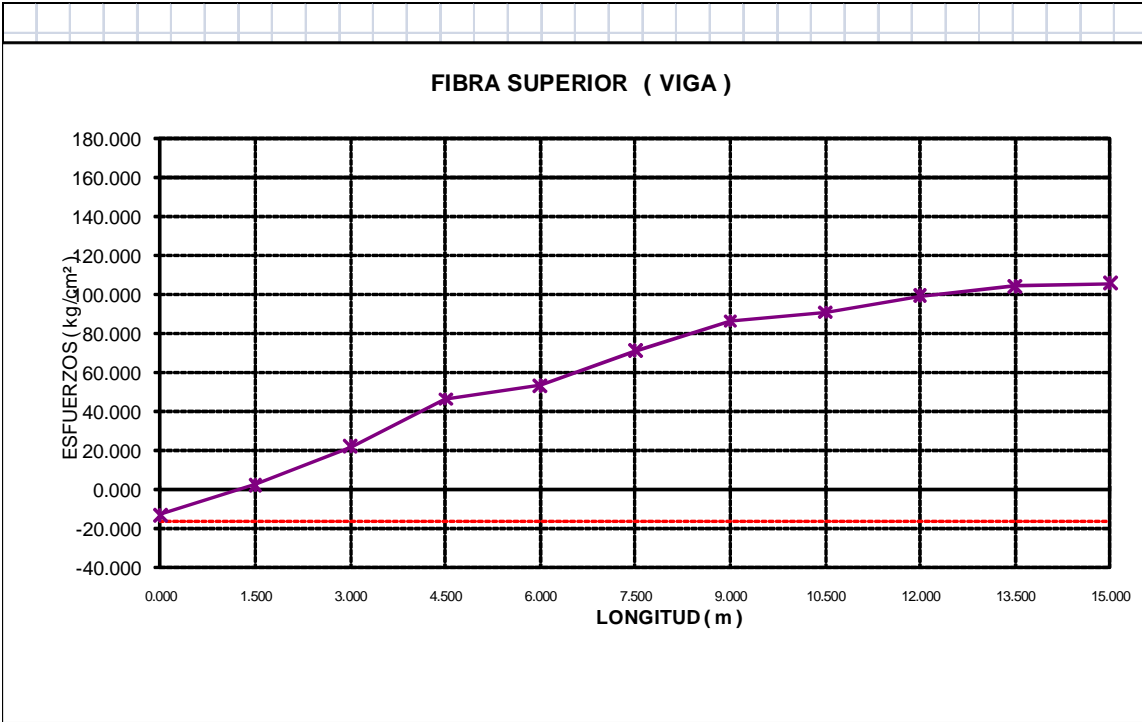
HUMEDAD RELATIVA PROMEDIO ANUAL HR = 50 %										
MÓDULO DE ELASTICIDAD DEL ACERO E _S = 2,100,000 kg/cm ²										
MÓDULO DE ELASTICIDAD DEL CONCRETO E _C = 280,624 kg/cm ²										
$\Delta f_s = CC + AE + CR_C + CR_S$										
Δf_s = Pérdida total de tensión por deformación en el concreto en kg/cm ²										
CC = Pérdida por contracción del concreto en kg/cm ²										
AE = Pérdida por acortamiento elástico en kg/cm ²										
CR _C = Pérdida debida al escurrimiento plástico del concreto en kg/cm ²										
CR _S = Pérdida por relajación del acero en kg/cm ²										
X TRABE EN METROS										
	0.05L	0.10L	0.15L	0.20L	0.25L	0.30L	0.35L	0.40L	.45L	0.50L
	1.50	3.00	4.50	6.00	7.50	9.00	10.50	12.00	13.50	15.00
f _s	-128.50	-88.34	20.73	-18.38	61.60	127.04	111.12	147.48	169.29	176.56
f _i	1162.25	1691.21	1260.79	1644.26	1559.57	1490.28	1678.17	1639.67	1616.58	1608.88
Y _{torones}	0.150	0.140	0.140	0.121	0.121	0.121	0.114	0.114	0.114	0.114
h	1.400	1.400	1.400	1.400	1.400	1.400	1.400	1.400	1.400	1.400
(kg/cm ²)	102.396	151.325	113.678	150.050	143.005	137.241	155.025	151.786	149.843	149.196
f _s	10.500	19.895	28.184	35.368	41.447	46.421	50.289	53.052	54.710	55.263
f _i	-14.230	-26.961	-38.195	-47.931	-56.169	-62.910	-68.152	-71.897	-74.144	-74.892
Y _{torones}	0.150	0.140	0.140	0.121	0.121	0.121	0.114	0.114	0.114	0.114
h	1.620	1.620	1.620	1.620	1.620	1.620	1.620	1.620	1.620	1.620
(kg/cm ²)	-11.940	-22.912	-32.459	-41.707	-48.875	-54.740	-59.797	-63.082	-65.053	-65.710
g/cm ²) =	667.788	667.788	667.788	667.788	667.788	667.788	667.788	667.788	667.788	667.78797
CC =	667.788	667.788	667.788	667.788	667.788	667.788	667.788	667.788	667.788	667.78797
% f _{PU} =	4.70	4.70	4.70	4.70	4.70	4.70	4.70	4.70	4.70	4.70
g/cm ²) =	766.2586	1132.415	850.6915	1122.868	1070.15	1027.017	1160.098	1135.865	1121.324	1116.4778
g/cm ²) =	1145.169	1655.52	1136.93	1508.648	1373.932	1263.711	1441.72	1379.861	1342.746	1330.3744
g/cm ²) =	18.06545	11.97018	17.27757	12.78425	13.96219	14.92596	12.7473	13.28845	13.61314	13.721366
+ CR _S	1929.49	2799.91	2004.90	2644.30	2458.04	2305.65	2614.57	2529.01	2477.68	2460.57
% f _{PU} =	13.57	19.69	14.10	18.60	17.29	16.21	18.39	17.78	17.42	17.30
TOTAL =	18.26	24.39	18.80	23.29	21.98	20.91	23.08	22.48	22.12	22.00
f _{PU} =	14,220	14,220	14,220	14,220	14,220	14,220	14,220	14,220	14,220	14,220
f _{SE} =	11,623	10,752	11,547	10,908	11,094	11,247	10,938	11,023	11,075	11,092
SE)A _S * =	62	103	79	125	118	112	136	133	131	130
X	1.500	3.000	4.500	6.000	7.500	9.000	10.500	12.000	13.500	15.000





GRÁFICA DE ESFUERZOS A LA TRANSFERENCIA







ANALISIS DE CIMENTACION



TRAMO: Tipo																								
SECCION:	15.00 m	momento carga muerta + camión T3 S2 R4																						
COMBINACION:	(CM+CV+I)																							
CARGAS		Momentos																						
Peso propio	1.37 ton/m	153.74 ton-m																						
Losa	0.77 ton/m	86.72 ton-m																						
Carpeta	0.47 ton/m	52.34 ton-m																						
Parapeto	0.27 ton/m	30.73 ton-m																						
Carga Viva Equivalente	1.95 ton/m	219.93 ton-m																						
CALIDAD DE MATERIALES																								
		fc tensado = 350 kg/cm ²				Pérdidas																		
% DE ESFUERZOS PERMISIBLES =	100.00%	fc = 400 kg/cm ²		Iniciales		Totales		p* = 0.00239248																
		frg = 18960 kg/cm ²		4.70%		22.00%		p = 9.8483E-05																
								f _s = 2.520 kg/cm ²																
SECCION SIMPLE			SECCION COMPUESTA			POR RUPTURA			PRESFUERZO:															
									Y TORONES CANTIDAD															
H =	1.4000 m	H =		1.6200 mts.	As* =		41.58 cm ²			5 12														
Ix =	0.1438 m ⁴	Ix =		0.2544 m ⁴	e losa =		22.00 cm			10 12														
A =	0.5694 m ²	A =		0.8233 m ²	b equiv =		115.42 cm	115.423135		15 12														
Yi =	0.7200 m	Yi =		0.9637 m	d* =		150.57 cm			20 6														
Ys =	0.6800 m	Ys =		0.6563 m	p* =		0.00239 s/u			25 0														
Si =	0.1997 m ³	Si viga =		0.2640 m ³	Isu =		18004.4 kg/cm ²			30 0														
Ss =	0.2114 m ³	Ss viga =		0.5830 m ³	eje neutro =		11.43 cm			35 0														
Y _{cable} =	11.43	Ss losa =		0.3876 m ³	Refuerzo: As =		1.78 cm ²			40 0														
Fuerza de cable inicial =	591.27 ton	Ys viga =		0.4363 m	d =		157.00 cm			Total = 42														
						a =				21.91														
Elemento estructural																								
ETAPA		P (ton)		e (m)		M (ton-m)		Esfuerzos en trabe				Esfuerzos en losa		Secc.										
								Inferior		Inf. acum.		Superior		Sup. acum.		S								
Po.Po Viga		0.00		0.00		153.74		-769.9		-769.9		727.1		727.1		I								
Presfuerzo Incl. Pérd. Inc.		563.50		0.61		0.00		2698.9		1929.0		-624.6		102.5		M								
Losa		0.00		0.00		86.72		-434.3		1494.7		410.2		512.6		P								
100% Pd.Diferidas		-102.31		0.85		0.00		-453.4		1041.3		24.8		537.4		C								
Asfal + Parapeto		0.00		0.00		83.07		-314.6		726.6		142.5		679.9		O								
Carga viva + I		0.00		0.00		219.93		-833.1		-106.4		377.2		1057.1		M								
ESTADO FINAL EN kg / cm²								Inf. acum=		-10.64		Sup. acum=		105.71		Inf. acum=		54.45		Sup. acum=		88.16		P
Esf. adm. kg/cm ² :		AL TENSADO		EN SERVICIO		OBSERVACIONES																		
Compresión		210.00		160.00																				
Tensión: con/sin refzo.		-29.93		-15.15		-16.00		BIEN																
REV POR RESIST.		Momento último		Momento resistente		OBSERVACIONES																		
MOMENTO		897.83 ton-m		954.51 ton-m		PASA POR MOMENTO ULTIMO																		



ANALISIS DE CIMENTACION



SECCION: 12.00 m momento carga muerta + camión T3 S2 R4													
COMBINACION: (CM+CV+I)													
CARGAS			Momentos										
Peso propio	1.37	ton/m	147.59	ton-m									
Losa	0.77	ton/m	83.26	ton-m									
Asfalto	0.47	ton/m	50.24	ton-m									
Parapeto	0.27	ton/m	29.50	ton-m									
Carga Viva Equivalente	1.95	ton/m	211.81	ton-m									
			f _c tensado = 350 kg/cm ²			Pérdidas			p* = 0.00239248				
% DE ESFUERZOS			f _c = 400 kg/cm ²			Iniciales			Diferidas				
PERMISIBLES = 100.00%			f _{rg} = 18960 kg/cm ²			4.70%			22.48%				
									p = 9.8483E-05				
									f _s = 2,520 kg/cm ²				
SECCION SIMPLE			SECCION COMPUESTA			POR RUPTURA			PRESFUERZO:				
H =	1.4000	m	H =	1.6200	mts.	As* =	41.58	cm ²	Y TORONES	5	CANTIDAD	12	
Ix =	0.1438	m ⁴	Ix =	0.2544	m ⁴	e losa =	22.00	cm		10		12	
A =	0.5694	m ²	A =	0.8233	m ²	b equiv =	115.42	cm		15		12	
Yi =	0.7200	m	Yi =	0.9637	m	d* =	150.57	cm		20		6	
Ys =	0.6800	m	Ys =	0.6563	m	p* =	0.00239	s/u		25		0	
Si =	0.1997	m ³	Si viga =	0.2640	m ³	fsu =	18004.4	kg/cm ²		30		0	
Ss =	0.2114	m ³	Ss viga =	0.5830	m ³	eje neutro =	11.43	cm		35		0	
Ycable =	11.429		Ss losa =	0.3876	m ³	Refuerzo: As =	1.78	cm ²		40		0	
Fuerza de cable =	591.27	ton	Ys viga =	0.4363	m	d =	157.00	cm		Total =		42	
						a =	21.91						
Elemento estructural			Esfuerzos en trabe				Esfuerzos en losa				Secc.		
ETAPA	P (ton)	e (m)	M (ton-m)	Inferior	Inf. acum.	Superior	Sup. acum.	Inferior	Inf. acum.	Superior	Sup. acum.	S	
Po.Po Viga	0.00	0.00	147.59	-739.1	-739.1	698.0	698.0	0.0	0.0	0.0	0.0	I	
Presfuerzo Incl. 10% Pérd.	563.50	0.61	0.00	2698.9	1959.8	-624.6	73.4	0.0	0.0	0.0	0.0	M	
Losa	0.00	0.00	83.26	-416.9	1542.9	393.8	467.1	0.0	0.0	0.0	0.0	P	
100% Pd.Dif. 1a.	-105.16	0.85	0.00	-466.0	1076.8	25.5	492.6	25.5	25.5	102.7	102.7	C	
Asfal + Parapeto	0.00	0.00	79.74	-302.1	774.8	136.8	629.4	136.8	162.2	205.7	308.4	O	
Carga viva + I	0.00	0.00	211.81	-802.3	-27.5	363.3	992.7	363.3	525.5	546.4	854.9	M	
ESTADO FINAL EN kg / cm²				Inf. acum=		Sup. acum=		Inf. acum=		Sup. acum		P	
				-2.75		99.27		52.55		85.49			
Esf. adm. kg/cm ² :		AL TENSADO		EN SERVICIO		OBSERVACIONES							
Compresión		210.00		160.00									
Tensión: con/sin refzo.		-29.93		-15.15		-16.00		BIEN					
REV POR RESIST.		Momento último		Momento resistente		OBSERVACIONES							
MOMENTO		863.38 ton-m		954.51 ton-m		PASA POR MOMENTO ULTIMO							



ANALISIS DE CIMENTACION



SECCION: 10.50 m		momento carga muerta + camión T3 S2 R4										
COMBINACION: (CM+CV+I)												
	CARGAS		Momentos									
Peso propio	1.37	ton/m	139.90	ton-m								
Losa	0.77	ton/m	78.92	ton-m								
Asfalto	0.47	ton/m	47.63	ton-m								
Parapeto	0.27	ton/m	27.96	ton-m								
Carga Viva Equivalente	1.95	ton/m	200.56	ton-m								
% DE ESFUERZOS PERMISIBLES = 100.00%			fc tensado = 350 kg/cm ²	fc = 400 kg/cm ²	frq = 18960 kg/cm ²	Pérdidas Iniciales 4.70%		Diferidas 23.08%		p* = 0.00239248	p = 9.8483E-05	
f s = 2,520 kg/cm ²												
SECCION SIMPLE			SECCION COMPUESTA			POR RUPTURA			PRESFUERZO:			
H =	1.4000	m	H =	1.6200	mts.	As* =	41.58	cm ²	Y TORONES	5	CANTIDAD	12
Ix =	0.1438	m ⁴	Ix =	0.2544	m ⁴	e losa =	22.00	cm		10		12
A =	0.5694	m ²	A =	0.8233	m ²	b equiv =	115.42	cm		15		12
Yi =	0.7200	m	Yi =	0.9637	m	d* =	150.57	cm		20		6
Ys =	0.6800	m	Ys =	0.6563	m	p* =	0.00239	s/u		25		0
Si =	0.1997	m ³	Si viga =	0.2640	m ³	fsu =	18004.4	kg/cm ²		30		0
Ss =	0.2114	m ³	Ss viga =	0.5830	m ³	eje neutro =	11.43	cm		35		0
Ycable =	11.429		Ss losa =	0.3876	m ³	Refuerzo: As =	1.78	cm ²		40		0
Fuerza de cable =	591.27	ton	Ys viga =	0.4363	m	d =	157.00	cm		Total =		42
						a =	21.91					
Elemento estructural												
				Esfuerzos en trabe				Esfuerzos en losa				Secc.
ETAPA	P (ton)	e (m)	M (ton-m)	Inferior	Inf. acum.	Superior	Sup. acum.	Inferior	Inf. acum.	Superior	Sup. acum.	S
Po.Po Viga	0.00	0.00	139.90	-700.6	-700.6	661.7	661.7	0.0	0.0	0.0	0.0	I
Presfuerzo Incl. 10% Pérd.	563.50	0.61	0.00	2698.9	1998.3	-624.6	37.0	0.0	0.0	0.0	0.0	M
Losa	0.00	0.00	78.92	-395.2	1603.1	373.2	410.3	0.0	0.0	0.0	0.0	P
100% Pd.Dif.1a.	-108.71	0.85	0.00	-481.8	1121.3	26.3	436.6	26.3	26.3	106.2	106.2	C
Asfal + Parapeto	0.00	0.00	75.59	-286.3	835.0	129.6	566.3	129.6	156.0	195.0	301.2	O
Carga viva + I	0.00	0.00	200.56	-759.7	75.3	344.0	910.3	344.0	500.0	517.4	818.6	M
ESTADO FINAL EN kg / cm²				Inf. acum=	7.53	Sup. acum=	91.03	Inf. acum=	50.00	Sup. acum	81.86	P
Esf. adm. kg/cm²:		AL TENSADO		EN SERVICIO		OBSERVACIONES						
Compresión		210.00		160.00								
Tensión: con/sin refzo.		-29.93		-15.15		BIEN						
REV POR RESIST.		Momento último		Momento resistente		OBSERVACIONES						
MOMENTO		817.95 ton-m		954.51 ton-m		PASA POR MOMENTO ULTIMO						



ANALISIS DE CIMENTACION



SECCION: 9.00 m momento carga muerta + camión T3 S2 R4														
COMBINACION: (CM+CV+I)														
		CARGAS		Momentos										
Peso propio	1.37	ton/m	129.14	ton-m										
Losa	0.77	ton/m	72.85	ton-m										
Asfalto	0.47	ton/m	43.96	ton-m										
Parapeto	0.27	ton/m	25.81	ton-m										
Carga Viva Equivalente	1.95	ton/m	184.94	ton-m										
		f _c tensado =		350 kg/cm ²		Pérdidas		p* = 0.0021744						
% DE ESFUERZOS		f _c =		400 kg/cm ²		Iniciales		Diferidas		p = 9.8483E-05				
PERMISIBLES =		100.00%		f _{rg} =		18960 kg/cm ²		4.70%		20.91%		f _s = 2,520 kg/cm ²		
SECCION SIMPLE			SECCION COMPUESTA			POR RUPTURA			PRESFUERZO:					
H =	1.4000	m	H =	1.6200	mts.	As* =	37.62	cm ²	Y TORONES	5	CANTIDAD	8		
Ix =	0.1438	m ⁴	Ix =	0.2544	m ⁴	e _{losa} =	22.00	cm		10		12		
A =	0.5694	m ²	A =	0.8233	m ²	b equiv =	115.42	cm		15		12		
Yi =	0.7200	m	Yi =	0.9637	m	d* =	149.89	cm		20		6		
Ys =	0.6800	m	Ys =	0.6563	m	p* =	0.00217	s/u		25		0		
Si =	0.1997	m ³	Si viga =	0.2640	m ³	fsu =	18091.5	kg/cm ²		30		0		
Ss =	0.2114	m ³	Ss viga =	0.5830	m ³	eje neutro =	12.11	cm		35		0		
Y _{cable} =	12.105		Ss losa =	0.3876	m ³	Refuerzo: As =	1.78	cm ²		40		0		
Fuerza de cable =	534.96	ton	Ys viga =	0.4363	m	d =	157.00	cm		Total =		38		
						a =		19.92						
Elemento estructural			Esfuerzos en trabe				Esfuerzos en losa				Secc.			
ETAPA	P (ton)	e (m)	M (ton-m)	Inferior	Inf. acum.	Superior	Sup. acum.	Inferior	Inf. acum.	Superior	Sup. acum.	S		
Po.Po Viga	0.00	0.00	129.14	-646.7	-646.7	610.8	610.8	0.0	0.0	0.0	0.0	I		
Presfuerzo Incl. 10% Pérd.	509.83	0.60	0.00	2424.5	1777.9	-548.8	61.9	0.0	0.0	0.0	0.0	M		
Losa	0.00	0.00	72.85	-364.8	1413.1	344.5	406.5	0.0	0.0	0.0	0.0	P		
100% Pd.Dif. 1a.	-86.74	0.84	0.00	-382.2	1030.9	20.0	426.5	20.0	20.0	83.2	83.2	C		
Asfal + Parapeto	0.00	0.00	69.78	-264.3	766.6	119.7	546.2	119.7	139.7	180.0	263.2	O		
Carga viva + I	0.00	0.00	184.94	-700.5	66.0	317.2	863.4	317.2	456.9	477.1	740.4	M		
ESTADO FINAL EN kg / cm²				Inf. acum=		6.60	Sup. acum=	86.34	Inf. acum=		45.69	Sup. acum	74.04	P
Esf. adm. kg/cm ² :		AL TENSADO		EN SERVICIO		OBSERVACIONES								
Compresión		210.00		160.00										
Tensión: con/sin refzo.		-29.93		-15.15		BIEN								
REV POR RESIST.		Momento último		Momento resistente		OBSERVACIONES								
MOMENTO		754.61 ton-m		869.63 ton-m		PASA POR MOMENTO ULTIMO								



ANALISIS DE CIMENTACION



SECCION: 7.50 m		momento carga muerta + camión T3 S2 R4											
COMBINACION: (CM+CV+I)													
		w											
	CARGAS		Momentos										
Peso propio	1.37	ton/m	115.30	ton-m									
Losa	0.77	ton/m	65.04	ton-m									
Asfalto	0.47	ton/m	39.25	ton-m									
Parapeto	0.27	ton/m	23.05	ton-m									
Carga Viva Equivalente	1.95	ton/m	162.45	ton-m									
		fc tensado = 350		kg/cm ²	Pérdidas		p* = 0.0021744						
% DE ESFUERZOS		fc = 400		kg/cm ²	Iniciales	Diferidas	p = 9.8483E-05						
PERMISIBLES = 100.00%		frq = 18960		kg/cm ²	4.70%	21.98%	f s = 2,520		kg/cm ²				
SECCION SIMPLE		SECCION COMPUESTA		POR RUPTURA		PRESFUERZO:							
H =	1.4000	m	H =	1.6200	mts.	As* =	37.62	cm ²	Y TORONES	5	CANTIDAD	8	
Ix =	0.1438	m ⁴	Ix =	0.2544	m ⁴	e losa =	22.00	cm		10		12	
A =	0.5694	m ²	A =	0.8233	m ²	b equiv =	115.42	cm		15		12	
Yi =	0.7200	m	Yi =	0.9637	m	d* =	149.89	cm		20		6	
Ys =	0.6800	m	Ys =	0.6563	m	p* =	0.00217	s/u		25		0	
Si =	0.1997	m ³	Si viga =	0.2640	m ³	fsu =	18091.5	kg/cm ²		30		0	
Ss =	0.2114	m ³	Ss viga =	0.5830	m ³	eje neutro =	12.11	cm		35		0	
Ycable =	12.105		Ss losa =	0.3876	m ³	Refuerzo: As =	1.78	cm ²		40		0	
Fuerza de cable =	534.96	ton	Ys viga =	0.4363	m	d =	157.00	cm		Total =		38	
						a =	19.92						
Elemento estructural				Esfuerzos en trabe				Esfuerzos en losa				Secc.	
ETAPA	P (ton)	e (m)	M (ton-m)	Inferior	Inf. acum.	Superior	Sup. acum.	Inferior	Inf. acum.	Superior	Sup. acum.	S	
Po.Po Viga	0.00	0.00	115.30	-577.4	-577.4	545.3	545.3	0.0	0.0	0.0	0.0	I	
Presfuerzo Incl. 10% Pérd.	509.83	0.60	0.00	2424.5	1847.1	-548.8	-3.5	0.0	0.0	0.0	0.0	M	
Losa	0.00	0.00	65.04	-325.7	1521.4	307.6	304.1	0.0	0.0	0.0	0.0	P	
100% Pd.Dif.1a.	-92.47	0.84	0.00	-407.5	1114.0	21.3	325.5	21.3	21.3	88.7	88.7	C	
Asfal + Parapeto	0.00	0.00	62.30	-236.0	878.0	106.9	432.3	106.9	128.2	160.7	249.4	O	
Carga viva + I	0.00	0.00	162.45	-615.3	262.7	278.6	710.9	278.6	406.8	419.1	668.5	M	
ESTADO FINAL EN kg / cm ²				Inf. acum=	26.27	Sup. acum=	71.09	Inf. acum=	40.68	Sup. acum	66.85	P	
Esf. adm. kg/cm ² :	AL TENSADO		EN SERVICIO		OBSERVACIONES								
Compresión			210.00	160.00									
Tensión: con/sin refzo.	-29.93	-15.15		-16.00	BIEN								
REV POR RESIST.	Momento último		Momento resistente		OBSERVACIONES								
MOMENTO	667.95 ton-m		869.63 ton-m		PASA POR MOMENTO ULTIMO								



ANALISIS DE CIMENTACION



SECCION: 6.00 m		momento carga muerta + camión T3 S2 R4											
COMBINACION: (CM+CV+I)													
		CARGAS		Momentos									
Peso propio	1.37	ton/m	98.39	ton-m									
Losa	0.77	ton/m	55.50	ton-m									
Asfalto	0.47	ton/m	33.50	ton-m									
Parapeto	0.27	ton/m	19.67	ton-m									
Carga Viva Equivalente	1.95	ton/m	139.95	ton-m									
				fc tensado =	350	kg/cm ²	Pérdidas		p* = 0.0021744				
% DE ESFUERZOS				fc =	400	kg/cm ²	Iniciales	Diferidas	p = 9.8483E-05				
PERMISIBLES =				frq =	18960	kg/cm ²	4.70%	23.29%	f s = 2,520 kg/cm ²				
SECCION SIMPLE				SECCION COMPUESTA				POR RUPTURA				PRESFUERZO:	
H =	1.4000	m	H =	1.6200	mts.	As* =	37.62	cm ²	Y TORONES	CANTIDAD			
Ix =	0.1438	m ⁴	Ix =	0.2544	m ⁴	e losa =	22.00	cm	5	8			
A =	0.5694	m ²	A =	0.8233	m ²	b equiv =	115.42	cm	15	12			
Yi =	0.7200	m	Yi =	0.9637	m	d* =	149.89	cm	20	6			
Ys =	0.6800	m	Ys =	0.6563	m	p* =	0.00217	s/u	25	0			
Si =	0.1997	m ³	Si viga =	0.2640	m ³	fsu =	18091.5	kg/cm ²	30	0			
Ss =	0.2114	m ³	Ss viga =	0.5830	m ³	eje neutro =	12.11	cm	35	0			
Ycable =	12.105		Ss losa =	0.3876	m ³	Refuerzo: As =	1.78	cm ²	40	0			
Fuerza de cable =	534.96	ton	Ys viga =	0.4363	m	d =	157.00	cm	Total =	38			
						a =	19.92						
Elemento estructural				Esfuerzos en trabe				Esfuerzos en losa				Secc.	
ETAPA	P (ton)	e (m)	M (ton-m)	Inferior	Inf. acum.	Superior	Sup. acum.	Inferior	Inf. acum.	Superior	Sup. acum.	S	
Po.Po Viga	0.00	0.00	98.39	-492.7	-492.7	465.3	465.3	0.0	0.0	0.0	0.0	I	
Presfuerzo Incl. 10% Pérd.	509.83	0.60	0.00	2424.5	1931.8	-548.8	-83.5	0.0	0.0	0.0	0.0	M	
Losa	0.00	0.00	55.50	-277.9	1653.9	262.5	179.0	0.0	0.0	0.0	0.0	P	
100% Pd.Dif.1a.	-99.48	0.84	0.00	-438.3	1215.6	22.9	202.0	22.9	22.9	95.4	95.4	C	
Asfal + Parapeto	0.00	0.00	53.16	-201.4	1014.2	91.2	293.2	91.2	114.1	137.2	232.6	O	
Carga viva + I	0.00	0.00	139.95	-530.1	484.1	240.0	533.2	240.0	354.2	361.1	593.7	M	
ESTADO FINAL EN kg / cm²				Inf. acum=	48.41	Sup. acum=	53.32	Inf. acum=	35.42	Sup. acum	59.37	P	
Esf. adm. kg/cm²:	AL TENSADO		EN SERVICIO		OBSERVACIONES								
Compresión			210.00	160.00									
Tensión: con/sin refzo.	-29.93	-15.15		-16.00	BIEN								
REV POR RESIST.	Momento último		Momento resistente		OBSERVACIONES								
MOMENTO	572.88 ton-m		869.63 ton-m		PASA POR MOMENTO ULTIMO								



ANALISIS DE CIMENTACION



SECCION: 4.50 m		momento carga muerta + camión T3 S2 R4											
COMBINACION: (CM+CV+I)													
		CARGAS		Momentos									
Peso propio	1.37	ton/m	78.41	ton-m									
Losa	0.77	ton/m	44.23	ton-m									
Asfalto	0.47	ton/m	26.69	ton-m									
Parapeto	0.27	ton/m	15.67	ton-m									
Carga Viva Equivalente	1.95	ton/m	113.71	ton-m									
				f_c tensado =	350	kg/cm ²	Pérdidas						
% DE ESFUERZOS				f_c =	400	kg/cm ²	Iniciales	Diferidas					
PERMISIBLES =				f_{rg} =	18960	kg/cm ²	4.70%	18.80%	$p^* = 0.00173861$				
									$p = 9.8483E-05$				
									$f_s = 2,520$	kg/cm²			
SECCION SIMPLE				SECCION COMPUESTA				POR RUPTURA				PRESFUERZO:	
H =	1.4000	m	H =	1.6200	mts.	As* =	29.70	cm ²	Y TORONES	CANTIDAD			
Ix =	0.1438	m ⁴	Ix =	0.2544	m ⁴	e losa =	22.00	cm	5	0			
A =	0.5694	m ²	A =	0.8233	m ²	b equiv =	115.42	cm	15	12			
Yi =	0.7200	m	Yi =	0.9637	m	d* =	148.00	cm	20	6			
Ys =	0.6800	m	Ys =	0.6563	m	p* =	0.00174	s/u	25	0			
Si =	0.1997	m ³	Si viga =	0.2640	m ³	fsu =	18265.6	kg/cm ²	30	0			
Ss =	0.2114	m ³	Ss viga =	0.5830	m ³	eje neutro =	14.00	cm	35	0			
Ycable =	14.000		Ss losa =	0.3876	m ³	Refuerzo: As =	1.78	cm ²	40	0			
Fuerza de cable =	422.33	ton	Ys viga =	0.4363	m	d =	157.00	cm	Total =	30			
								a =	15.90				
Elemento estructural				Esfuerzos en trabe				Esfuerzos en losa				Secc.	
ETAPA	P (ton)	e (m)	M (ton-m)	Inferior	Inf. acum.	Superior	Sup. acum.	Inferior	Inf. acum.	Superior	Sup. acum.	S	
Po.Po Viga	0.00	0.00	78.41	-392.6	-392.6	370.8	370.8	0.0	0.0	0.0	0.0	I	
Presfuerzo Incl. 10% Pérd.	402.50	0.58	0.00	1875.9	1483.3	-397.2	-26.4	0.0	0.0	0.0	0.0	M	
Losa	0.00	0.00	44.23	-221.5	1261.8	209.2	182.8	0.0	0.0	0.0	0.0	P	
100% Pd.Dif.1a.	-59.55	0.82	0.00	-258.1	1003.7	11.8	194.6	11.8	11.8	54.2	54.2	C	
Asfal + Parapeto	0.00	0.00	42.36	-160.5	843.2	72.7	267.3	72.7	84.5	109.3	163.5	O	
Carga viva + I	0.00	0.00	113.71	-430.7	412.5	195.0	462.3	195.0	279.5	293.4	456.9	M	
ESTADO FINAL EN kg / cm²				Inf. acum=	41.25	Sup. acum=	46.23	Inf. acum=	27.95	Sup. acum	45.69	P	
Esf. adm. kg/cm²:	AL TENSADO		EN SERVICIO		OBSERVACIONES								
Compresión			210.00	160.00									
Tensión: con/sin refzo.	-29.93	-15.15		-16.00	BIEN								
REV POR RESIST.	Momento último		Momento resistente		OBSERVACIONES								
MOMENTO	461.26 ton-m		693.95 ton-m		PASA POR MOMENTO ULTIMO								



ANALISIS DE CIMENTACION



SECCION: 1.50 m momento carga muerta + camión T3 S2 R4														
COMBINACION: (CM+CV+I)														
CARGAS			Momentos											
Peso propio	1.37	ton/m	29.21	ton-m										
Losa	0.77	ton/m	16.48	ton-m										
Asfalto	0.47	ton/m	9.94	ton-m										
Parapeto	0.27	ton/m	5.84	ton-m										
Carga Viva Equivalente	1.95	ton/m	44.36	ton-m										
			f _c tensado = 350 kg/cm ²			Pérdidas			p* = 0.00140035					
% DE ESFUERZOS			f _c = 400 kg/cm ²			Iniciales			Diferidas					
PERMISIBLES = 100.00%			f _{rg} = 18960 kg/cm ²			4.70%			18.26%					
									p = 9.8483E-05					
									f _s = 2,520 kg/cm ²					
SECCION SIMPLE			SECCION COMPUESTA			POR RUPTURA			PRESFUERZO:					
H =	1.4000	m	H =	1.6200	mts.	As* =	23.76	cm ²	Y TORONES	5	CANTIDAD	0		
Ix =	0.1438	m ⁴	Ix =	0.2544	m ⁴	e losa =	22.00	cm		10		6		
A =	0.5694	m ²	A =	0.8233	m ²	b equiv =	115.42	cm		15		12		
Yi =	0.7200	m	Yi =	0.9637	m	d* =	147.00	cm		20		6		
Ys =	0.6800	m	Ys =	0.6563	m	p* =	0.00140	s/u		25		0		
Si =	0.1997	m ³	Si viga =	0.2640	m ³	fsu =	18400.7	kg/cm ²		30		0		
Ss =	0.2114	m ³	Ss viga =	0.5830	m ³	eje neutro =	15.00	cm		35		0		
Ycable =	15.000		Ss losa =	0.3876	m ³	Refuerzo: As =	1.78	cm ²		40		0		
Fuerza de cable =	337.87	ton	Ys viga =	0.4363	m	d =	157.00	cm		Total =		24		
						a =	12.84							
Elemento estructural			Esfuerzos en trabe				Esfuerzos en losa				Secc.			
ETAPA	P (ton)	e (m)	M (ton-m)	Inferior	Inf. acum.	Superior	Sup. acum.	Inferior	Inf. acum.	Superior	Sup. acum.	S		
Po.Po Viga	0.00	0.00	29.21	-146.3	-146.3	138.1	138.1	0.0	0.0	0.0	0.0	I		
Presfuerzo Incl. 10% Pérd.	322.00	0.57	0.00	1484.6	1338.3	-302.5	-164.4	0.0	0.0	0.0	0.0	M		
Losa	0.00	0.00	16.48	-82.5	1255.8	77.9	-86.5	0.0	0.0	0.0	0.0	P		
100% Pd.Dif.1a.	-45.84	0.81	0.00	-197.0	1058.9	8.3	-78.2	8.3	8.3	40.6	40.6	C		
Asfal + Parapeto	0.00	0.00	15.78	-59.8	999.1	27.1	-51.1	27.1	35.4	40.7	81.3	O		
Carga viva + I	0.00	0.00	44.36	-168.0	831.0	76.1	25.0	76.1	111.5	114.4	195.7	M		
ESTADO FINAL EN kg / cm²				Inf. acum=		83.10	Sup. acum=	2.50	Inf. acum=		11.15	Sup. acum	19.57	P
Esf. adm. kg/cm ² :		AL TENSADO		EN SERVICIO		OBSERVACIONES								
Compresión		210.00		160.00										
Tensión: con/sin refzo.		-29.93		-15.15		-16.00		BIEN						
REV POR RESIST.			Momento último		Momento resistente		OBSERVACIONES							
MOMENTO			176.17 ton-m		561.95 ton-m		PASA POR MOMENTO ULTIMO							



ANALISIS DE CIMENTACION



SECCION: 0.70 m momento carga muerta + camión T3 S2 R4													
COMBINACION: (CM+CV+I)													
			CARGAS			Momentos							
Peso propio	1.37	ton/m		14.01	ton-m								
Losa	0.77	ton/m		7.91	ton-m								
Asfalto	0.47	ton/m		4.77	ton-m								
Parapeto	0.27	ton/m		2.80	ton-m								
Carga Viva Equivalente	1.95	ton/m		20.05	ton-m								
			f _c tensado = 350 kg/cm ²			Pérdidas			p* = 0.00140035				
% DE ESFUERZOS PERMISIBLES = 100.00%			f _c = 400 kg/cm ²			Iniciales 4.70%			Diferidas 22.00%				
			f _{rg} = 18960 kg/cm ²						p = 9.8483E-05				
									f _s = 2,520 kg/cm ²				
SECCION SIMPLE			SECCION COMPUESTA			POR RUPTURA			PRESFUERZO:				
H =	1.4000	m	H =	1.6200	mts.	As* =	23.76	cm ²	Y TORONES	5	CANTIDAD	0	
Ix =	0.1438	m ⁴	Ix =	0.2544	m ⁴	e _{losa} =	22.00	cm		10		6	
A =	0.5694	m ²	A =	0.8233	m ²	b equiv =	115.42	cm		15		12	
Yi =	0.7200	m	Yi =	0.9637	m	d* =	147.00	cm		20		6	
Ys =	0.6800	m	Ys =	0.6563	m	p* =	0.00140	s/u		25		0	
Si =	0.1997	m ³	Si viga =	0.2640	m ³	fsu =	18400.7	kg/cm ²		30		0	
Ss =	0.2114	m ³	Ss viga =	0.5830	m ³	eje neutro =	15.00	cm		35		0	
Y _{cable} =	15.000		Ss losa =	0.3876	m ³	Refuerzo: As =	1.78	cm ²		40		0	
Fuerza de cable =	337.87	ton	Ys viga =	0.4363	m	d =	157.00	cm		Total =		24	
						a =	12.84						
Elemento estructural			Esfuerzos en trabe				Esfuerzos en losa				Secc.		
ETAPA	P (ton)	e (m)	M (ton-m)	Inferior	Inf. acum.	Superior	Sup. acum.	Inferior	Inf. acum.	Superior	Sup. acum.	S	
Po.Po Viga	0.00	0.00	14.01	-70.2	-70.2	66.3	66.3	0.0	0.0	0.0	0.0	I	
Presfuerzo Incl. 10% Pérd.	322.00	0.57	0.00	1484.6	1414.4	-302.5	-236.3	0.0	0.0	0.0	0.0	M	
Losa	0.00	0.00	7.91	-39.6	1374.8	37.4	-198.9	0.0	0.0	0.0	0.0	P	
100% Pd.Dif.1a.	-58.46	0.81	0.00	-251.2	1123.7	10.6	-188.3	10.6	10.6	51.7	51.7	C	
Asfal + Parapeto	0.00	0.00	7.57	-28.7	1095.0	13.0	-175.3	13.0	23.6	19.5	71.3	O	
Carga viva + I	0.00	0.00	20.05	-75.9	1019.0	34.4	-140.9	34.4	58.0	51.7	123.0	M	
ESTADO FINAL EN kg / cm²				Inf. acum=		101.90		Sup. acum=		-14.09		Inf. acum=	5.80
				Sup. acum		12.30						P	
Esf. adm. kg/cm ² :		AL TENSADO		EN SERVICIO		OBSERVACIONES							
Compresión		210.00		160.00									
Tensión: con/sin refzo.		-29.93		-15.15		-16.00		BIEN					
REV POR RESIST.		Momento último		Momento resistente		OBSERVACIONES							
MOMENTO		81.84 ton-m		561.95 ton-m		PASA POR MOMENTO ULTIMO							



ANALISIS DE CIMENTACION



SECCION: 0.00 m		momento carga muerta + camión T3 S2 R4											
COMBINACION: (CM+CV+I)													
		CARGAS		Momentos									
Peso propio	1.37	ton/m		0.00	ton-m								
Losa	0.77	ton/m		0.00	ton-m								
Asfalto	0.47	ton/m		0.00	ton-m								
Parapeto	0.27	ton/m		0.00	ton-m								
Carga Viva Equivalente	1.95	ton/m		0.00	ton-m								
				f_c tensado =	350	kg/cm ²	Pérdidas						
% DE ESFUERZOS				f_c =	400	kg/cm ²	Iniciales	Diferidas					
PERMISIBLES =				44.87%	f_{rg} =	18960	kg/cm ²	4.70%	22.00%	p^* =	0.00140035		
									p =	9.8483E-05			
									f_{s} =	2,520	kg/cm ²		
SECCION SIMPLE				SECCION COMPUESTA				POR RUPTURA				PRESFUERZO:	
H =	1.4000	m		H =	1.6200	mts.	As* =	23.76	cm ²	Y TORONES	5	CANTIDAD	0
Ix =	0.1438	m ⁴		Ix =	0.2544	m ⁴	e losa =	22.00	cm		10		6
A =	0.5694	m ²		A =	0.8233	m ²	b equiv =	115.42	cm		15		12
Yi =	0.7200	m		Yi =	0.9637	m	d* =	147.00	cm		20		6
Ys =	0.6800	m		Ys =	0.6563	m	p* =	0.00140	s/u		25		0
Si =	0.1997	m ³		Si viga =	0.2640	m ³	fsu =	18400.7	kg/cm ²		30		0
Ss =	0.2114	m ³		Ss viga =	0.5830	m ³	eje neutro =	15.00	cm		35		0
Ycable =	15.000			Ss losa =	0.3876	m ³	Refuerzo: As =	1.78	cm ²		40		0
Fuerza de cable =	151.61	ton		Ys viga =	0.4363	m	d =	157.00	cm		Total =		24
							a =	12.84					
Elemento estructural				Esfuerzos en trabe				Esfuerzos en losa				Secc.	
ETAPA	P (ton)	e (m)	M (ton-m)	Inferior	Inf. acum.	Superior	Sup. acum.	Inferior	Inf. acum.	Superior	Sup. acum.	S	
Po.Po Viga	0.00	0.00	0.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	I	
Presfuerzo Incl. 10% Pérd.	144.49	0.57	0.00	666.2	666.2	-135.8	-135.8	0.0	0.0	0.0	0.0	M	
Losa	0.00	0.00	0.00	0.0	666.2	0.0	-135.8	0.0	0.0	0.0	0.0	P	
100% Pd.Dif. 1a.	-26.23	0.81	0.00	-112.7	553.5	4.7	-131.0	4.7	4.7	23.2	23.2	C	
Asfal + Parapeto	0.00	0.00	0.00	0.0	553.5	0.0	-131.0	0.0	4.7	0.0	23.2	O	
Carga viva + I	0.00	0.00	0.00	0.0	553.5	0.0	-131.0	0.0	4.7	0.0	23.2	M	
ESTADO FINAL EN kg / cm²				Inf. acum=	55.35	Sup. acum=	-13.10	Inf. acum=	0.47	Sup. acum	2.32	P	
Esf. adm. kg/cm²:	AL TENSADO		EN SERVICIO		OBSERVACIONES								
Compresión			210.00	160.00									
Tensión: con/sin refzo.	-29.93	-15.15		-16.00	BIEN								
REV POR RESIST.	Momento último		Momento resistente		OBSERVACIONES								
MOMENTO	0.00 ton-m		561.95 ton-m		PASA POR MOMENTO ULTIMO								



DISEÑO POR CORTANTE DE TRABES PRETENSADAS											
x en metros	0.700	1.5	3	4.5	6	7.5	9	10.5	12	13.5	15
M_{CM}	29.49	61.47	116.47	165.00	207.06	242.65	271.76	294.41	310.59	320.29	323.53
M_{CV}	31.86	29.37	27.49	24.99	22.49	20.62	18.12	16.24	13.75	11.87	10.00
M_i en ton-m	108.76	144.81	212.17	269.73	318.88	361.01	393.34	418.63	434.14	442.62	442.68
V_{CM}	41.12	38.82	34.51	30.20	25.88	21.57	17.25	12.94	8.63	4.31	0.00
V_{CV}	31.86	29.37	27.49	24.99	22.49	20.62	18.12	16.24	13.75	11.87	10.00
V_U en ton	123.88	115.37	105.62	94.49	83.36	73.61	62.47	52.72	41.59	31.84	22.09
V_C	27.49	27.49	27.68	27.68	28.03	28.03	28.03	28.16	28.16	28.16	28.16
$V_U - V_C$	96.39	87.88	77.94	66.81	55.33	45.58	34.44	24.57	13.44	3.69	-6.06
E#3@	7.89	8.65	9.76	11.38	13.74	16.68	22.08	30.95	56.59	206.28	-125.40
bw de trabe	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00
d trabe	147.00	147.00	148.00	148.00	149.89	149.89	149.89	150.57	150.57	150.57	150.57
V_{ud}/Mu	1.67	1.17	0.74	0.52	0.39	0.31	0.24	0.19	0.14	0.11	0.08
$V_c = \phi 0.55 \text{raiz}(f'c)bw d$	27.49	27.49	27.68	27.68	28.03	28.03	28.03	28.16	28.16	28.16	28.16
$\phi(0.16 \text{raiz}(f'c) + 49V_{ud}/Mu)bw d$	130.45	130.45	98.88	71.97	57.08	46.31	37.88	31.98	26.28	21.78	17.62
$\phi 1.3 \text{raiz}(f'c)bw d$	64.97	64.97	65.42	65.42	66.25	66.25	66.25	66.55	66.55	66.55	66.55
V_c considerado	64.97	64.97	65.42	65.42	66.25	66.25	66.25	66.55	66.55	66.55	66.55
$V_U - V_C$	58.91	50.39	40.20	29.07	26.28	27.29	24.59	20.75	13.44	3.69	0.01
Separación de Estribos #3 en cm	13.1	15.3	19.2	26.5	29.3	28.2	31.3	37.1	57.3	209.0	77054.9
Separación Max. Estribos #3 en cm	85.20	85.20	85.20	85.20	85.20	85.20	85.20	85.20	85.20	85.20	85.20
Separación de Estribos #4 en cm	23.40	27.35	34.28	47.41	52.45	50.50	56.04	66.43	102.58	373.90	137830.56
Separación Max. Estribos #4 en cm	152.40	152.40	152.40	152.40	152.40	152.40	152.40	152.40	152.40	152.40	152.40
Estribos a colocar	13 @ 12	10 @ 15	8 @ 18	6 @ 25	6 @ 25	6 @ 25	5 @ 30	5 @ 30	4 @ 40	4 @ 40	0 @ 4
											70 Est.
											1500
MATERIALES											
Concreto $f'_c =$	400	kg/cm ²	FLECHA = 2.68363 cm								
Acero $f_y =$	4200	kg/cm ²	FLECHA ADMISIBLE = 3.75 cm 1 / 800 BIEN								
d =	152	cm									



**SUBESTRUCTURA****HIPOTESIS PARA ANÁLISIS Y DISEÑO DE CABALLETES Y PILAS DE PUENTES**

- 1.- LA ESTRUCTURA ESTA FORMADA DE TRES TRAMOS ISOSTÁTICOS.
- 2.- LA BAJADA DE CARGA MUERTA ES DE ACUERDO AL ÁREA TRIBUTARIA
- 3.- SE EVALÚAN LAS CARGAS POR SISMO CONSIDERANDO EL ESPECTRO SIGUIENTE:

$$a_0 = 0.10$$

$$c = 0.40$$

$$Q = 4 \text{ PARA LA CARGA DE SUPERESTRUCTURA}$$

$$Q = 2 \text{ PARA LA CARGA DE SUBESTRUCTURA}$$

- 4.- A PARTIR DEL SUELO DE CIMENTACIÓN SE HARÁ EL MODELO CONSIDERANDO LA RIGIDEZ DEL SUELO MEDIANTE APOYOS ELÁSTICOS ("RESORTES") DE ACUERDO CON LOS DATOS PROPORCIONADOS POR MECÁNICA DE SUELOS.

LAS COMBINACIONES DE DISEÑO SERÁN LAS QUE RIJAN DE LAS SIGUIENTES

PARA CABEZAL DE CABALLETES CM + ET + Sx

PARA PILAS DE CIMENTACIÓN CM + ET + Sy

PARA CABEZAL DE PILAS : CM + Sx

PARA PILAS DE CIMENTACIÓN EN PILAS DE SUBESTRUCTURA: CM + Sy

CM = CARGA MUERTA

ET = EMPUJE DE TIERRAS

Sy = 100% SISMO EN DIRECCIÓN LONGITUDINAL + 30 % SISMO TRANSVERSAL

Sx = 30% SISMO EN DIRECCIÓN LONGITUDINAL + 100 % SISMO TRANSVERSAL

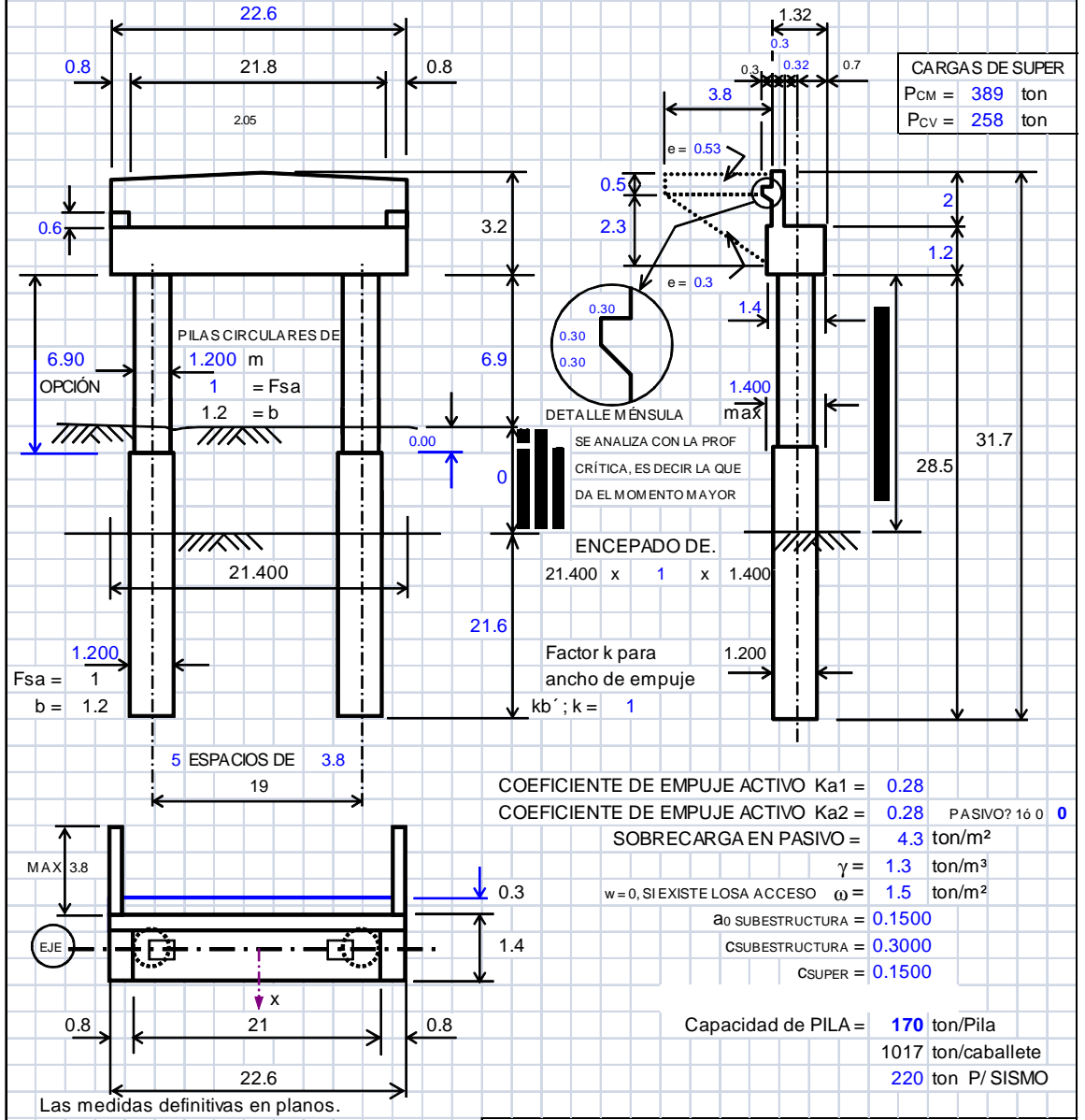
SE INTEGRA COMO PARTE DE LA MEMORIA, LA CORRIDA DE COMPUTADORA CON LOS CÁLCULOS DE INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA MENCIONADO.

SE VERIFICARÁ EL COMPORTAMIENTO EN BASE A LOS RESULTADOS OBTENIDOS EN CORRIDA EL ANCHO PARA EMPUJE EN COLUMNAS SE TOMARÁ COMO EL MISMO DEL DIÁMETRO SIN AUMENTAR.

LA ALTURA LIBRE PARA EL CABALLETE SE TOMARÁ 1.0 m ARRIBA DEL NTN CONSIDERANDO PARTICIPACIÓN DE 10% DEL TERRAPLEN EN DERRAME.



CÁLCULO DE CABALLETES DESPLANTADOS EN PILAS DE CIMENTACIÓN



COMBINAC.	VERIFICACIÓN FLEXIÓN			P VERTICAL	
	M EMPUJES	M REACIÓN	SUMA	CARGAS	RESIST.
CM+CV+ET	1008.853	0.0	1008.9	865.46	1017
CM+ET	678.684	0.0	678.7	607.46	1017
CM+ET+S	2210.102	0.0	2210.1	632.68	1017

$E_c = 15000 \text{ Raiz}(250) = 237,171 \text{ kg/cm}^2$
 $I_c = \pi / 64 \times 120^4 = 10,178,760 \text{ cm}^4$
 $EI = 965,641,979,435 \text{ kg-cm}^2$



PARA EL ANALISIS DEL CABALLETE EN LA DIRECCIÓN LONGITUDINAL:
LA FUERZA DEBIDO AL EMPUJE DE TIERRAS ACTIVO MÁS LA DEBIDO AL SISMO, SE APLICARA A 0.50 DE LA ALTURA

SE ANALIZA EL MÉTODO ALTERNO INDICADO A CONTINUACIÓN

CÁLCULO DE EMPUJES SOBRE COLUMNAS

EMPUJE ACTIVO	FUERZA	BRAZO	MOMENTO	
$E_1 = 0.28 \times 1.3 \times 3.2 \times 3.2 / 2 \times 22.6 =$	42.12	7.97	335.55	
$E_2 = 0.28 \times 1.3 \times 3.2 \times 6.90 / 2 \times 7.2 =$	57.87	3.45	199.64	
$E_3 = 0.28 \times 1.3 \times 6.90 \times 6.90 / 2 \times 7.2 =$	62.39	2.30	143.49	
$E_4 = 0.28 \times 1.3 \times 10.1 \times 0.00 / 2 \times 7.2 =$	0.00	0.00	0.00	
$E_5 = 0.28 \times 1.3 \times 0.00 \times 0.00 / 2 \times 7.2 =$	0.00	0.00	0.00	
	162.37		678.68	
EMPUJE PASIVO				
$E_6 = 0 \times 4.3 \times 0 \times 1.00 / 2 \times 7.2 =$	0.00	0.00	0.00	
$E_7 = 0 \times 1.3 \times 0.00 \times 0 / 2 \times 7.2 =$	0.00	0.00	0.00	activo - pasivo
	0.00		0.00	
	Tomar pasivo	0.00	0.00	678.68
SOBRECARGA				
$E_8 = 0.28 \times 1.5 \times 3.2 \times 22.6 =$	30.37	8.50	258.18	
$E_9 = 0.28 \times 1.5 \times 6.90 \times 7.2 =$	20.87	3.45	71.99	
$E_{10} = 0.28 \times 1.5 \times 0.00 \times 7.2 =$	0.00	0.00	0.00	activo - pasivo
	51.24		330.17	
	Tomar pasivo	0.00	0.00	1008.85
PESOS				
MURO RESPALDO	$0.3 \times 2 \times 22.6 \times 2.4 =$	32.54	-0.47	-15.30
CORONA	$1.4 \times 1.2 \times 22.6 \times 2.4 =$	91.12	0.00	0.00
MÉNSULA	$0.30 \times 0.45 \times 22.6 \times 2.4 =$	7.32	-0.74	-5.42
COLUMNAS	$6 \times 0.79 \times 1.2^2 \times 6.9 \times 0 =$	0.00	0.00	0.00
PILAS (ABAJO)	$6 \times 0.79 \times 1.2^2 \times 21.6 \times 0 =$	0.00	0.00	0.00
ALERO (RECTÁNGULO)	$3.80 \times 0.5 \times 1.06 \times 2.4 =$	4.83	-2.52	-12.18
ALERO (TRIÁNGULO)	$3.8 \times 1.15 \times 0.6 \times 2.4 =$	6.29	-1.89	-11.87
MURO LATERAL	$1.02 \times 0.6 \times 1.6 \times 2.4 =$	2.35	0.19	0.45
ENCEPADO	$1.4 \times 1 \times 21.4 \times 2.4 =$	71.90	0.00	0.00
OTROS (TOPES, BANCOS)		2.59	0.00	0.00
CM SUPERESTRUCTURA		388.50	0.00	0.00
		607.46 ton		-44.32 ton-m
CV SUPERESTRUCTURA		258.00 ton	0.00	0.00 ton-m



ANALISIS DE CIMENTACION



SISMO LONGITUDINAL (PESOS x COEF. ÷ PESO				Coef.	=	P x Coef.	BRAZO	MOMENTO										
MURO RESPALDO				32.54	x	0.30	= 9.76 → 9.1	88.85 ton-m										
CORONA				91.12	x	0.30	= 27.34	7.5										
MÉNSULA				7.32	x	0.30	= 2.20	9.1										
COLUMNAS				0.00	x	0.30	= 0.00	3.45										
PILAS ABAJO				0.00	x	0.30	= 0.00	0										
ALERO(RECTÁNGULO)				4.83	x	0.30	= 1.45	10.1										
ALERO(TRIÁNGULO)				6.29	x	0.30	= 1.89	12.5										
MURO LATERAL				2.35	x	0.30	= 0.71	8.1										
ENCEPADO				0.00	x	0.30	= 0.00	0										
OTROS				2.59	x	0.30	= 0.78	8.1										
CM SUPERESTRUCTURA				388.50	x	0.15	= 58.28	8.30										
							102.39 ton	847.86 ton-m										
SISMO (EMPUJES)																		
CUÑA 1	0.577	x	6.9	x	6.90	/	2	x	1.3	x	7.2	x	0.15	=	19.28	→	4.6	88.71
CUÑA 2	0.577	x	6.9	x	3.2			x	1.3	x	22.6	x	0.15	=	56.15		8.5	477.24
CUÑA 3	0.577	x	3.2	x	3.2	/	2	x	1.3	x	22.6	x	0.15	=	13.02		9.033	117.61
													88.45 ton	683.56 ton-m				
ACCIONES:											Tomar pasivo		0.00	0.00				
DIRECCIÓN LONGITUDINAL																		
CM	ET			CV			SISMO											
DIRECCIÓN TRANSVERSAL																		
RESULTADOS DE ANÁLISIS																		
CM																		
Mxx =	0	1.2	17	25	17	0.8	17	0	17	0.8	17							
Vy =	0		19		42		19		42		0							
Reacción	63			66			66											
CV																		
Mxx =	17	1.1	17		17	0.8	17		17	0.7	17							
Vy =	41		41		41		41		41		41							
Reacción	62			65			65											



CM+CV+ET

CM+ET

SISMO

LOS VALORES DE LOS MOMENTOS EN ESTA DIRECCIÓN SON AL NIVEL SUPERIOR DEL "ENCEPADO", QUE ES LA SECCIÓN DONDE SE DISEÑAN LAS COLUMNAS

CÁLCULO DE FACTOR DE AMPLIFICACIÓN. SE TOMA PARA EL CASO MÁS DESFAVORABLE

$$F_a = \frac{C_m}{1 - \frac{P_U}{P_c}}$$

$$P_c = \frac{0.7 \pi^2 E I}{K L^2} = \frac{0.7 \times 9.87 \times 965,641,979,435}{(2 \times 690)^2 \times 1000}$$

$P_U = 78 \text{ ton; SE ELIGE LA CORRESPONDIENTE AL MOMENTO DE DISEÑO EN CADA CASO}$

$P_c = 3503.13 \text{ ton}$

$$F_a = \frac{1}{1 - \frac{78.0}{3503}} = 1.022773 \text{ BAJO}$$

SE APLICA EN LA DIRECCIÓN LONG.

ELEMENTOS MECÁNICOS EN COLUMNAS

COLUMNAS EXTREMAS		COLUMNAS CENTRALES	
1 CM	2 CV	1 CM	2 CV
NUDO SUPERIOR		NUDO SUPERIOR	
P = 63.0 ton	P = 62.0 ton	P = 66.0 ton	P = 65.0 ton
M _x = 1.2 ton-m	M _x = 1.1 ton-m	M _x = 0.8 ton-m	M _x = 0.8 ton-m
M _y = -0.4 ton-m	M _y = -0.3 ton-m	M _y = -7.4 ton-m	M _y = 5.5 ton-m
NUDO INFERIOR		NUDO INFERIOR	
P = 63.0 ton	P = 62.0 ton	P = 66.0 ton	P = 65.0 ton
M _x = 0.6 ton-m	M _x = 0.6 ton-m	M _x = 0.4 -m	M _x = 0.6 -m
M _y = -7.4 ton-m	M _y = 55.0 ton-m	M _y = -7.4 -m	M _y = 55.0 -m
3 ET		3 ET	
NUDO SUPERIOR		NUDO SUPERIOR	
P = 0.0 ton	P = 25.2 ton	P = 0.0 ton	P = 7.5 ton
M _x = 0.0 ton-m	M _x = 62.3 ton-m	M _x = 0.0 ton-m	M _x = 67.2 ton-m
M _y = 3.3 ton-m	M _y = 25.5 ton-m	M _y = 11.3 ton-m	M _y = 25.5 ton-m
NUDO INFERIOR		NUDO INFERIOR	
P = 0.0 ton	P = 25.2 ton	P = 0.0 ton	P = 7.5 ton
M _x = 0.0 ton-m	M _x = 67.4 ton-m	M _x = 0.0 ton-m	M _x = 72.8 ton-m
M _y = 113.1 ton-m	M _y = 255.2 ton-m	M _y = 113.1 ton-m	M _y = 255.2 ton-m
4 SISMO		4 SISMO	
NUDO SUPERIOR		NUDO SUPERIOR	
P = 0.0 ton	P = 25.2 ton	P = 0.0 ton	P = 7.5 ton
M _x = 0.0 ton-m	M _x = 62.3 ton-m	M _x = 0.0 ton-m	M _x = 67.2 ton-m
M _y = 3.3 ton-m	M _y = 25.5 ton-m	M _y = 11.3 ton-m	M _y = 25.5 ton-m
NUDO INFERIOR		NUDO INFERIOR	
P = 0.0 ton	P = 25.2 ton	P = 0.0 ton	P = 7.5 ton
M _x = 0.0 ton-m	M _x = 67.4 ton-m	M _x = 0.0 ton-m	M _x = 72.8 ton-m
M _y = 113.1 ton-m	M _y = 255.2 ton-m	M _y = 113.1 ton-m	M _y = 255.2 ton-m



ANÁLISIS DE CIMENTACION



COMBINACIONES

COLUMNA EXTREMA

CM + ET + CV

NUDO SUPERIOR
 $P_U = 216.2 \text{ ton}$
 $M_U = 5.1 \text{ ton-m}$

$P_U = 162.2 \text{ ton}$
 $M_U = 5.1 \text{ ton-m}$

NUDO INFERIOR
 $P_U = 216.2 \text{ ton}$
 $M_U = 273.6 \text{ ton-m}$

$P_U = 162.2 \text{ ton}$
 $M_U = 269.1 \text{ ton-m}$

CM + ET + SISMO

NUDO SUPERIOR
 $P_U = 49.1 \text{ ton}$
 $M_U = 90.6 \text{ ton-m}$

$P_U = 36.8 \text{ ton}$
 $M_U = 90.5 \text{ ton-m}$

NUDO INFERIOR
 $P_U = 49.1 \text{ ton}$
 $M_U = 484.1 \text{ ton-m}$

$P_U = 36.8 \text{ ton}$
 $M_U = 482.4 \text{ ton-m}$

COLUMNA CENTRAL

CM + ET + CV

NUDO SUPERIOR
 $P_U = 226.6 \text{ ton}$
 $M_U = 18.4 \text{ ton-m}$

$P_U = 170.0 \text{ ton}$
 $M_U = 18.1 \text{ ton-m}$

NUDO INFERIOR
 $P_U = 226.6 \text{ ton}$
 $M_U = 274.4 \text{ ton-m}$

$P_U = 170.0 \text{ ton}$
 $M_U = 269.8 \text{ ton-m}$

CM + ET + SISMO

NUDO SUPERIOR
 $P_U = 76.0 \text{ ton}$
 $M_U = 96.6 \text{ ton-m}$

$P_U = 57.0 \text{ ton}$
 $M_U = 96.6 \text{ ton-m}$

NUDO INFERIOR
 $P_U = 76.0 \text{ ton}$
 $M_U = 489.0 \text{ ton-m}$

$P_U = 57.0 \text{ ton}$
 $M_U = 486.4 \text{ ton-m}$

DISEÑO

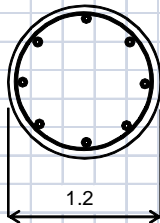
PILAS DE CIMENTACIÓN

COLUMNA EXTREMA

$P_U = 76.0 \text{ ton}$
 $M_{Xu} = 489.0 \text{ ton-m}$

COLUMNA CENTRAL

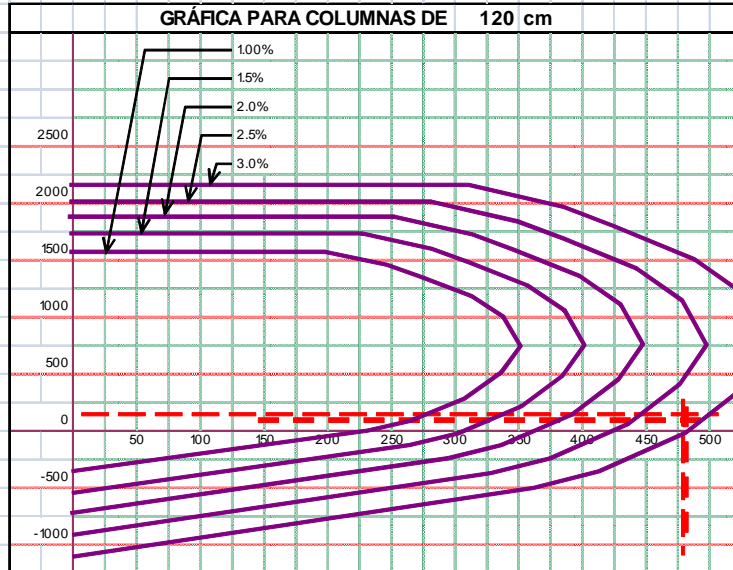
$P_U = 49.0 \text{ ton}$
 $M_{Xu} = 484.0 \text{ ton-m}$



2.80%
 40
 • 40 VARS. # 10 B
 294 VARS. # 4 B1

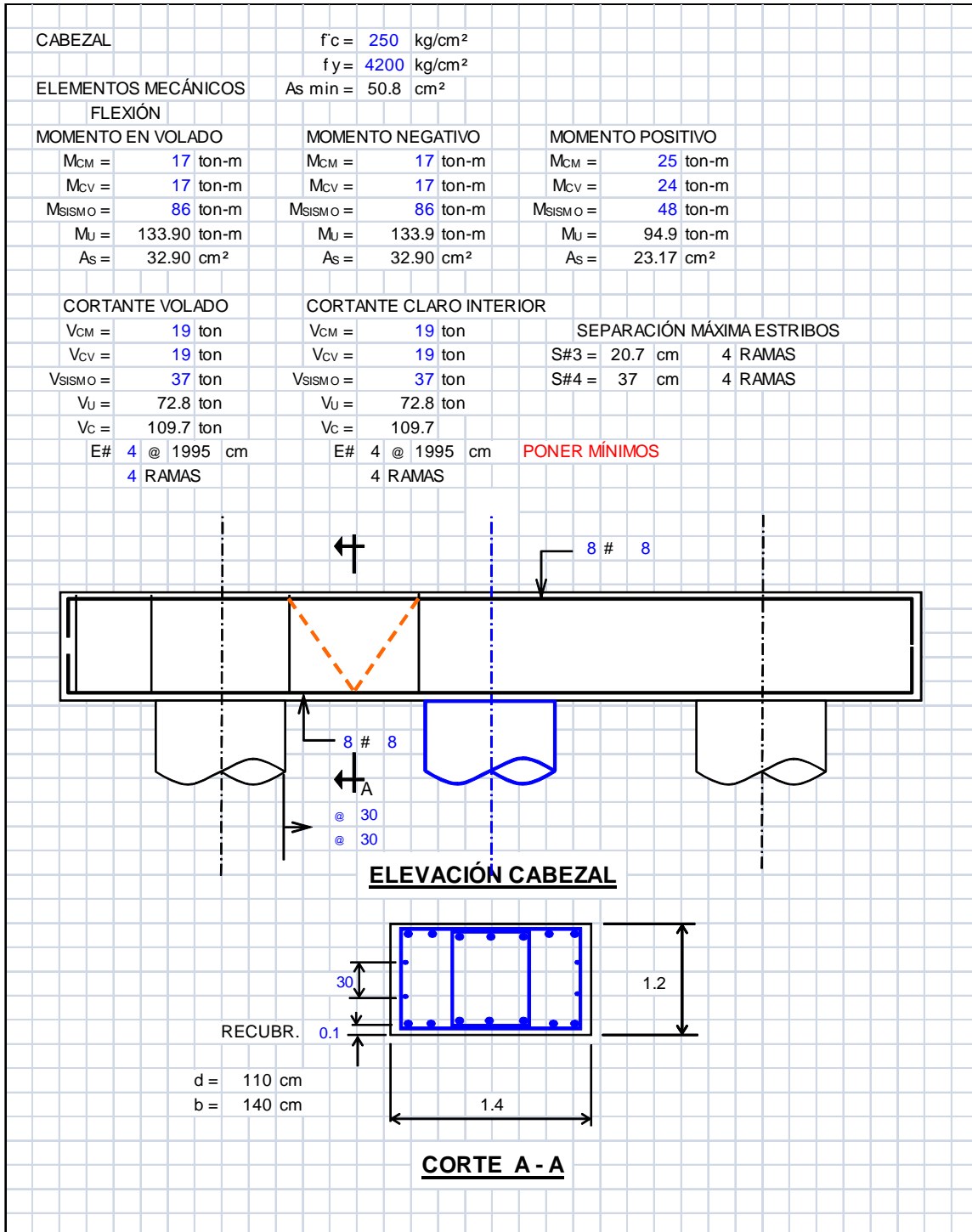
Zuncho #4 @ 10

GRÁFICA PARA COLUMNAS DE 120 cm





ANÁLISIS DE CIMENTACION



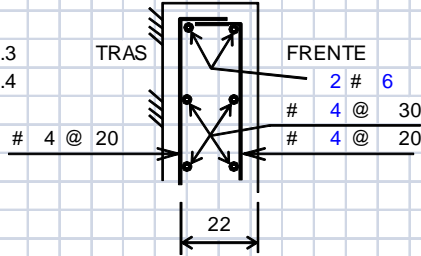


MURO DE RESPALDO

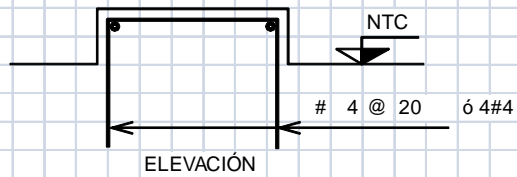
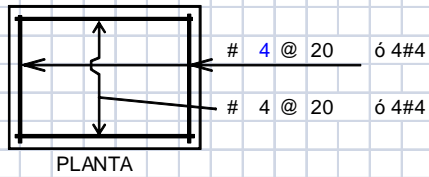
SE CONSIDERA EL EMPUJE DE TIERRAS ACTIVO Y LA SOBRECARGA VIVA

$M_U = 2.64 \text{ ton-m}$
 $A_{SMIN} = 7.33 \text{ cm}^2 \gg \text{SEP \#4} = 17.3$
 $A_s = 3.22 \text{ cm}^2 \gg \text{SEP \#4} = 39.4$

4 @ 20 cm



BANCOS

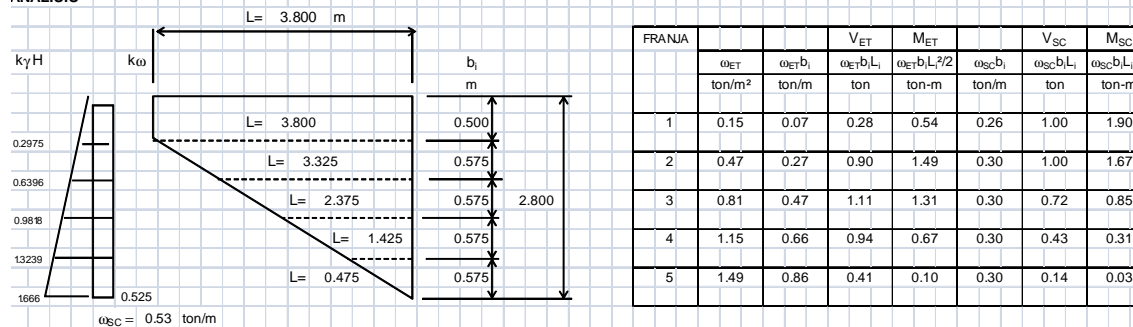




DATOS		MATERIALES:	
LONGITUD DE ALERO =	3.800 m	máximo	
ALTURA EXTREMO LIBRE =	0.500 m		$f_c = 250$ kg/cm ²
ALTURA LADO MURO =	2.800 m	(Mínimo 2.74 m)	$f_y = 4200$ kg/cm ²
ESPESOR DE ALERO =	0.300 m		
RECUBRIMIENTO DE ALERO =	0.070 m		
PESO VOLUMÉTRICO RELLENO =	1.7 ton/m ³		
SOBRECARGA =	1.5 ton/m ²		
COEFICIENTE DE EMPUJE K_0 =	0.35		
Talud derame =	1.7 : 1		

$M_{J\text{ VERTICAL}} =$	23.205 ton-m	3 #	4
$A_S =$	3.68 cm ²	ó 2 #	5
		ó 1 #	6

ANÁLISIS



DISEÑO

$V_c = 0.85 \times 0.53 \times 100 \times 23 \times \text{RAIZ}(250) / 1000 = 16.38$ ton	$A_{S\text{ MÍNIMO}} = 14bd / f_y = 7.67$ cm ²
$14bd / f_y = 7.67$ cm ²	$A_{S\text{ TEMPERATURA}} = 2.89$ cm ² /m
	$A_{S\text{ MÁXIMO}} = 43.64$ cm ² /m

RANJA	V_U	V_C	COMENTARIO	M_U	$A_{S\text{ NEC}}$	$A_{S\text{ NEC}} / m$	$1.33A_{S\text{ NEC}}$	Rige	SEPARACION DE ACERO CON VARILLAS #	$A_{S\text{ PROPUESTO}}$	$A_{S\text{ CARA EXTERNA}}$
1	2.64	8.19	Bien cortante	5.01	6.09	12.17	16.19	12.17	4 @ 10.4 5 @ 16.3 6 @ 23.4 8 @ 41.7		
2	3.69	9.42	Bien cortante	6.13	7.47	12.99	17.28	12.99	4 @ 9.8 5 @ 15.2 6 @ 21.9 8 @ 39.0		
3	3.42	9.42	Bien cortante	4.07	4.85	8.44	11.23	8.44	4 @ 15.0 5 @ 23.5 6 @ 33.8 8 @ 60.1		
4	2.53	9.42	Bien cortante	1.80	2.11	3.66	4.87	4.87	4 @ 26.1 5 @ 40.7 6 @ 58.5 8 @ 104.1		
5	1.00	9.42	Bien cortante	0.24	0.27	0.48	0.63	0.63	4 @ 200.4 5 @ 312.5 6 @ 449.8 8 @ 800.2		

ANÁLISIS DE CIMENTACION

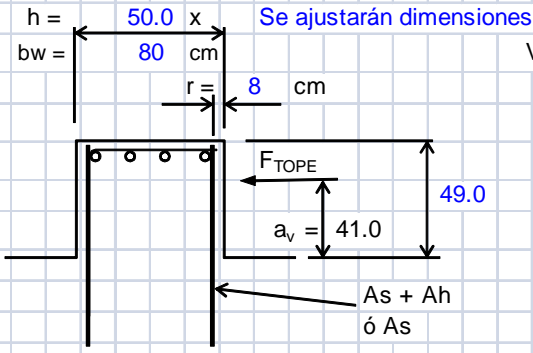




ANALISIS DE CIMENTACION



W_{CM} SUPERESTRUCTURA TABLERO IZQUIERDO = W_I =	777	ton
W_{CM} SUPERESTRUCTURA TABLERO DERECHO = W_D =	0	ton
W_{CM} SOBRE CABEZAL = $(W_I+W_D)/2$ =	388.5	ton
No DE TOPES = NT =	1	
$C_{SISMICO}$ DE DISEÑO = c =	0.210	
f'_c =	250	kg/cm ²
f_y =	4200	kg/cm ²
$F_{TOPE} = W_{CM} SUPER C / NT$		
$F_{TOPE} =$	388.5 x 0.21 / 1 =	81.585 ton
$V_n = A_{vf} f_y \mu$	(AASHTO 8-56)	
$V_{MAX} = 0.2 f'_c b_w d$	(AASHTO sección 8.16.6.4.5)	
$M_U =$	81.585 x 41 =	3344.99 ton-cm
$M_n = \phi (A_s f_y (d-a / 2))$	(AASHTO 8-16)	
$a = A_f f_y / (0.85 f'_c b)$	(AASHTO 8-17)	
Donde:		
$A_{CV} = b_w d$		
$A_{CV} =$	80.0 x 42 =	3360 cm ²
COMPROBACION DE REVISION		
COMO MENSULA- (AASHTO 8.16.6.8)		
$V_{MAX} = 0.20 \times 0.25 \times 3360 =$	168 ton	
$V_{MAX} > F_{TOPE}$	Si cumple	
1.- $a_v/d < 1$; = 0.97619		
si cumple, si es mensula	1	
$A_f =$	23	cm ²
$A_{vf} =$	13.9 >>>	$2 A_{vf} / 3 = 9.25$ cm ²
2.- $h > 0.5d$; = 20.5		
si cumple, si es mensula	1	
A_f ó $2 A_{vf} / 3$	(AASHTO Sección 8.16.6.8.3 (e))	
$A_s =$	23	cm ² >>> 5 VARS # 8
$A_h = 0.5 A_s =$	11.3	cm ² >>> 3 VARS # 8





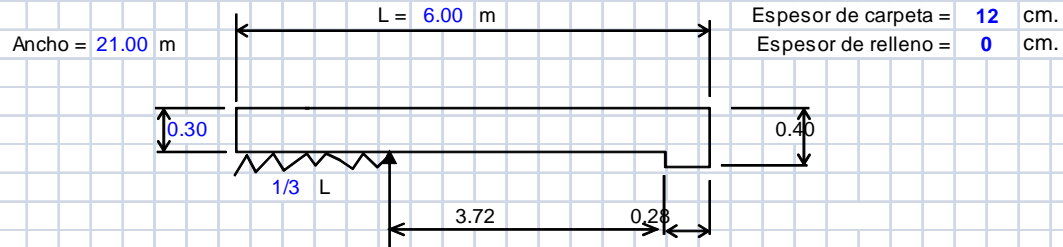
ANALISIS DE CIMENTACION



W_{CM} SUPERESTRUCTURA TABLERO IZQUIERDO = W_I =	0	ton
W_{CM} SUPERESTRUCTURA TABLERO DERECHO = W_D =	1194	ton
W_{CM} SOBRE CABEZAL = $(W_I+W_D)/2$ =	597	ton
No DE TOPES = NT =	1	
$C_{SISMICO}$ DE DISEÑO = C =	0.210	
$f'c$ = 250 kg/cm ²	$F_{TOPE} = W_{CM SUPER C} / NT$	
fy = 4200 kg/cm ²	$F_{TOPE} = 597 \times 0.21 / 1 =$	125.37 ton
	$V_n = A_{vf} fy \mu$	(AASHTO 8-56)
$h = 99.0$ x	Se ajustarán dimensiones	
$bw = 80$ cm	$V_{MAX} = 0.2 f'c b_w d$	(AASHTO sección 8.16.6.4.5)
$r = 8$ cm	$M_U = 125.37 \times 41 =$	5140.17 ton-cm
$a_v = 41.0$	$M_n = \phi (A_s fy (d-a / 2))$	(AASHTO 8-16)
$As + Ah$ ó As	$a = A_f fy / (0.85 f'c b)$	(AASHTO 8-17)
	Donde:	
	$A_{CV} = bw d$	
	$A_{CV} = 80.0 \times 91 =$	7280 cm ²
COMPROBACION DE REVISION COMO MENSULA- (AASHTO 8.16.6.8)	$V_{MAX} = 0.20 \times 0.25 \times 7280 =$	364 ton
1.- $a_v/d < 1$; = 0.45055	$V_{MAX} > F_{TOPE}$	Si cumple
si cumple, si es mensula 1	$A_f = 15$ cm ²	
	$A_{vf} = 21.3 >>>$	$2 A_{vf} / 3 = 14.2$ cm ²
2.- $h > 0.5d$; = 20.5	As debe ser el mayor de:	
si cumple, si es mensula 1	A_f ó $2 A_{vf} / 3$	(AASHTO Sección 8.16.6.8.3 (e))
	$As = 15$ cm ² >>>	4 VARS # 8
	$Ah = 0.5 As = 7.63$ cm ² >>>	2 VARS # 8



EL DISEÑO SE HARÁ DE ACUERDO A LAS ESPECIFICACIONES DEL AASHTO ED. 1996 (Art. 3.30)



SE REVISARÁN DOS CASOS:

1.- **CONSIDERANDO LOSA RELATIVAMENTE RÍGIDA**

Para este caso se considera que la losa se encuentra apoyada por material de relleno la mitad de longitud de ésta, sin embargo consideraremos este apoyo es de una parte solamente.

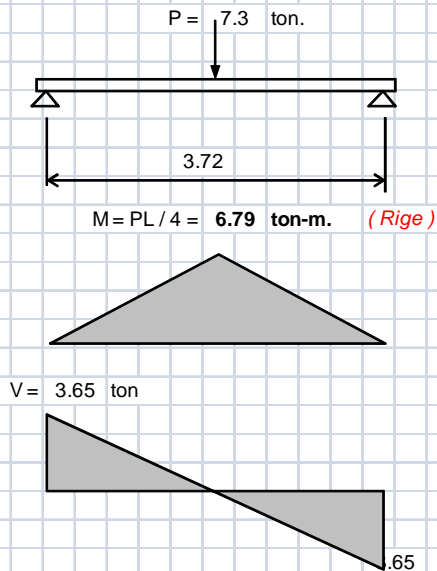
En éste se considerará también el peso propio de la losa, carpeta y el relleno que se encuentra sobre ésta.

$$\begin{aligned} \text{Peso de losa} &= 2.4 \times 0.3 = 0.72 \\ \text{Peso de relleno} &= 1.7 \times 0.40 = 0.68 \\ \text{Peso de carpeta} &= 2.2 \times 0.1 = 0.22 \\ &= \underline{1.62} \text{ ton/m.} \end{aligned}$$

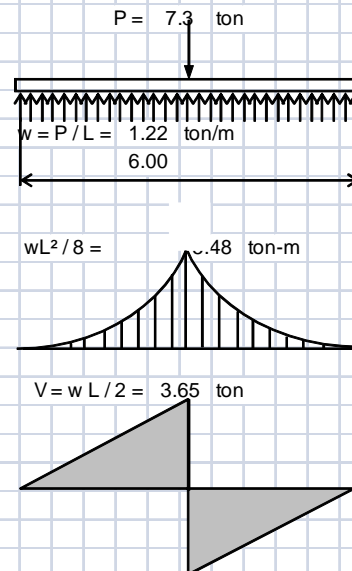
2.- **CONSIDERANDO LOSA RELATIVAMENTE FLEXIBLE**

ANÁLISIS

SO 1 a) Carga de camión HS-20

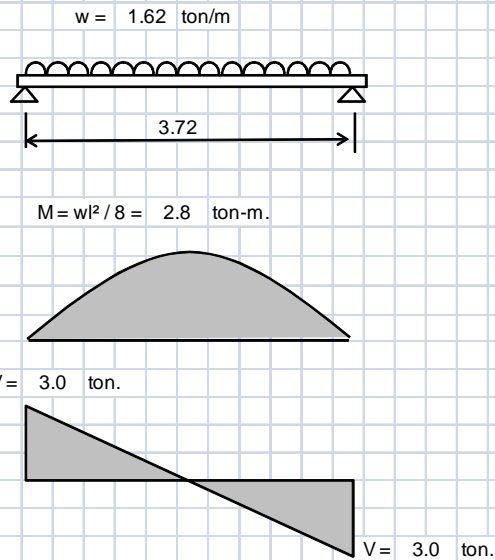


CASO 2 a) Carga de camión HS-20





SO 1 b) Carga de Carpeta, relleno y peso propio de losa.



Consideraciones de distribución de la carga viva.

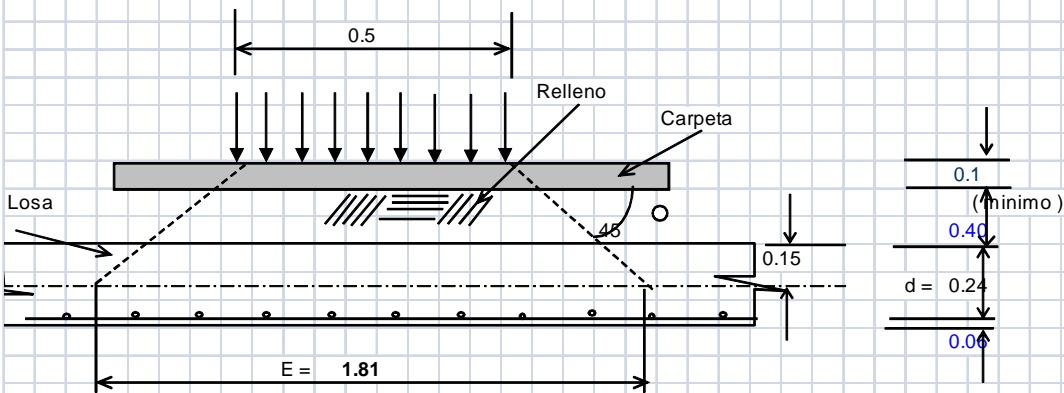
De acuerdo al artículo 3.30 que se refiere al área de contacto de la rueda de camión en función de la descarga del camión sin incluir el impacto.

El área de contacto es tomada en cuenta como **0.01P**, esta área tiene una distribución que guarda una relación de longitud en dirección del tránsito entre el ancho de rueda de 1 / 2.5, donde el área está dada en pulgadas cuadradas y el peso en libras.

Carga viva sin impacto = 7.3 ton.
 ra seguir AASHTO Sección 3.30

Descarga **P** en libras = 16093.5 libras Área = 0.01 X 16093.5 = 160.9 pl²

Longitud del área de distribución = 8 pl. Long.= 20.3 cm.
 Ancho del área de distribución = 20 pl. Ancho = 50.8 cm.





ANÁLISIS DE CIMENTACIÓN



Momento de carga viva antes calculado : 6.79 ton-m
 Para discretizarlo por metro 6.8 / 1.81 = 3.75 ton-m/m

Factorizando para la combinación : 1.3 (CM + 1.67 CV)

Momento último : 1.3 X 2.8 + 2.17 X 3.75 = **11.79 ton-m.**

Revisión de cortante:

Cortante total Vu = 6.7 X 1.3 = 8.66 ton.

$$V_c = 0.53 \sqrt{f_c} b w d = 0.53 \times \sqrt{250} \times 100 \times 24 = 20.1 \text{ ton.}$$

Vc > Vu **BIEN**

Diseño

MATERIALES:

CONCRETO $f'_c = 250$ kg/cm²

ACERO $f_y = 4200$ kg/cm²

b = 100 cm

d = 24 cm

Mu = 11.8 ton-m

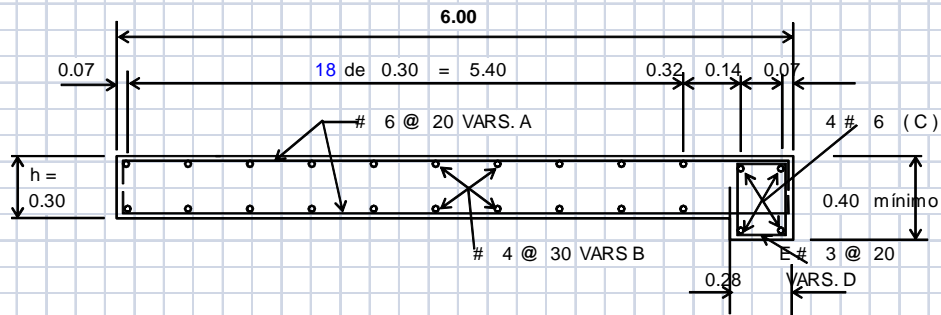
As NECESARIO = 13.78 cm²

As MIN = 7.92 cm²

Avf + 1.33As necesario = 18.33 cm² **# 5 @ 14.4**

Poner 13.78 cm² **# 6 @ 20.7**

Requiere # 5 @ 14.4 En ambos lechos
PONER # 6 @ 20 EN DIRECCIÓN LONGITUDINAL
PONER # 4 @ 30 EN DIRECCIÓN TRANSVERSAL



VARS		L _{TOTAL}	CANTIDAD	CROQUIS	a	b	c	PESO
A	6 c	6.28	210		5.88	0.20		2967
B	4 c	20.90	38		20.90			794
C	6 c	41.80	4		20.90			376
D	3 c	1.24	210		0.18	0.34	0.10	146

ACERO: 4283.5 kg
CONCRETO : 37.80 m³
CIMBRA: 12.00 m³
CARTÓN ASFÁLTICO 14.28 m²
ACERO/CONCRETO: 113 kg/m³



SE VERIFICARÁ PARA LA COMBINACIÓN DE CM + CV EN LA CAPACIDAD DEL PILOTE

PESO DE PILAS EMPOTRADAS :

P = 469.04 ton **no considerar**

PESO TOTAL A LA CIMENTACIÓN:

P = 1374.99 ton

PESO POR PILA :

$p = 1374.99 / 8 = 171.9 \text{ ton; no } < 170 \text{ ton}$ **NO PASA POR CAPACIDAD DE PILAS POR 1.12 % POR LO TANTO SE ACEPTA**

DISEÑO PILA DE CIMENTACIÓN:

SE DISEÑARÁ PARA LA COMBINACIÓN DE CM + SISMO POR SER LA MÁS CRÍTICA
CM + SISMO LONGITUDINAL + 0.3 SISMO TRANSVERAL CON P MÍNIMA

COLUMNAS:

COLUMNA EXTREMA

P = 78.10 ton

Mx = 74.80 ton-m

My = 251.00 ton-m

P_u = 76.1 ton

M_{xu} = 314.3 ton-m

CENTRAL

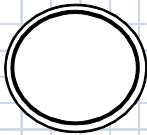
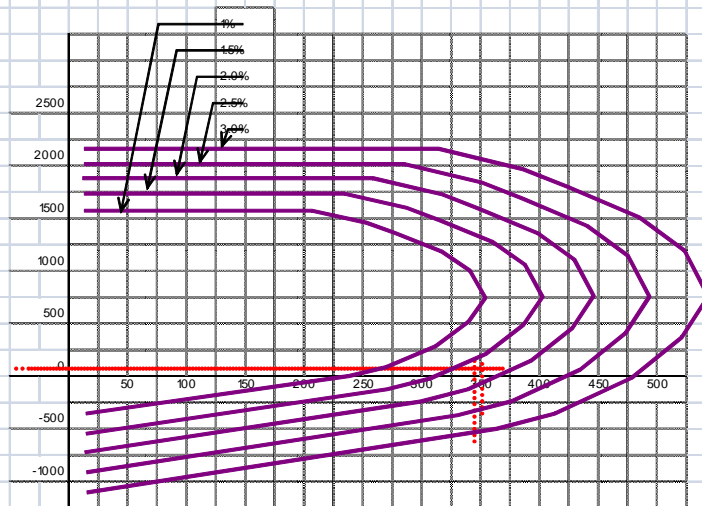
P = 151.00 ton

Mx = 78.00 ton-m

My = 251.00 ton-m

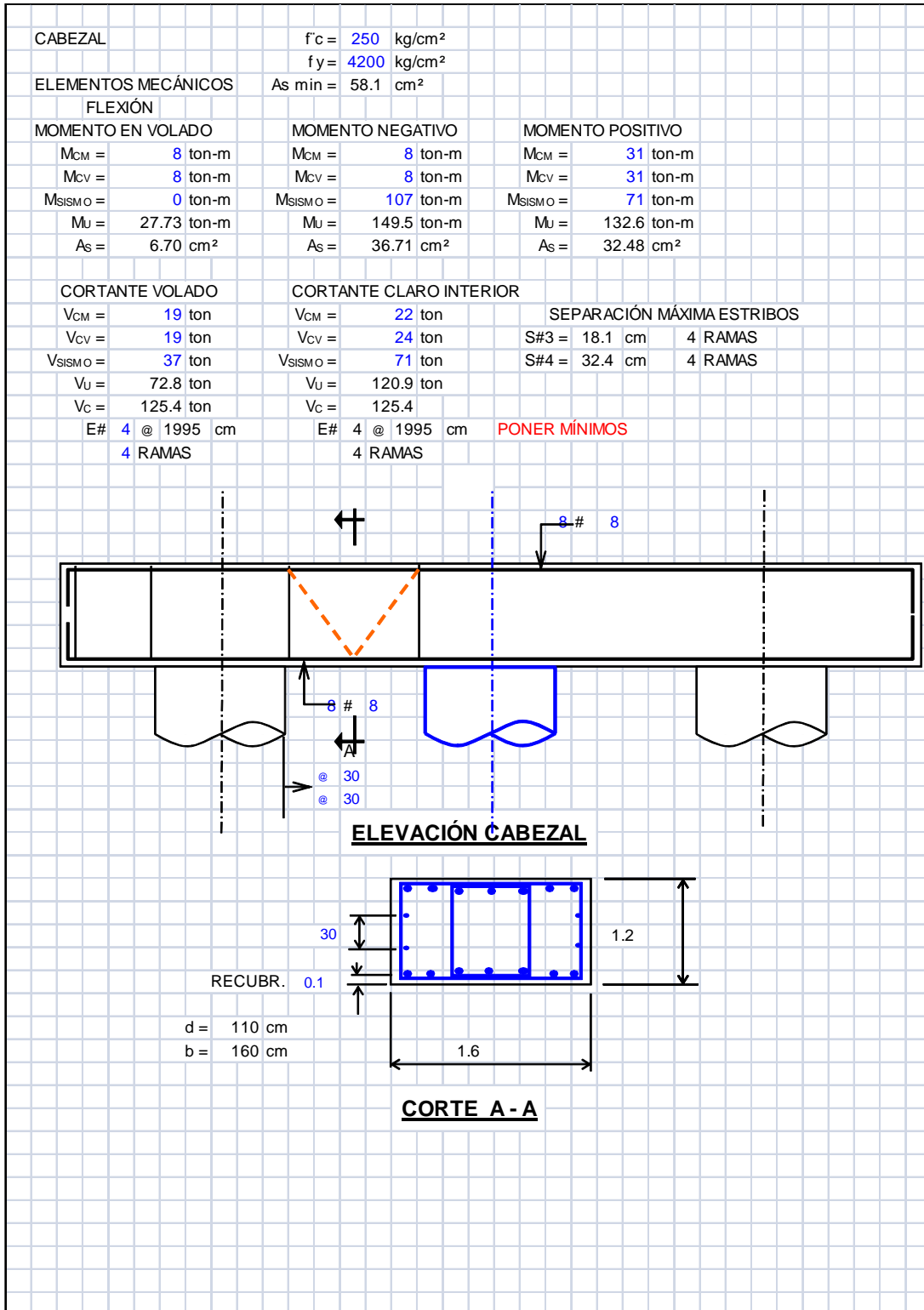
P_u = 147.2 ton

M_{xu} = 315.4 ton-m



160%
35.7

● 36 VARS. # 8 B
118 VARS. # 4 B1





5.1 ALTERNATIVA DE CIMENTACION

La elección de la alternativa de cimentación más apropiada para la estructura de interés se efectuó considerando las características arquitectónicas y estructurales de las estructuras proyectadas, en particular la magnitud y distribución de las cargas estimadas que la estructura transmitirá a la cimentación, y las propiedades estratigráficas y físicas de los materiales del subsuelo, que corresponden a materiales tobaceos de consistencias variables entre media y dura; en base a lo anterior se juzga que la primera alternativa de cimentación más adecuada será mediante Pilas de concreto colados en el lugar de profundidad variable y diámetro de 0.80 y 1.60 m.

Para realizar las excavaciones para llegar al desplante de la cimentación de estas estructuras, será necesario el uso de una ataguía metálica que sirva de confinamiento y que permita realizar las excavaciones hasta los niveles de desplante, así como realizar los trabajos de armado y colado de los cajones, quedando finalmente como cimbra perdida.

Se localizarán y trazaran cada uno de los apoyos del puente de acuerdo con el plano de trazo de los mismos, verificando con sus respectivos planos estructurales. Realizado lo anterior se procederá a la ejecución de las perforaciones para el hincado de los pilotes de cimentación de los apoyos de la estructura, los cuales serán de la longitud indicada en el proyecto.

Deberá garantizarse mediante un control riguroso la verticalidad de las perforaciones en dos direcciones ortogonales, así como la integridad de sus paredes.

El nivel de desplante de los pilotes deberá ser autorizado por un Ingeniero especialista en Mecánica de Suelos.

Tan pronto se alcance el nivel de desplante de cada pilote deberá efectuarse el hincado de los mismos, teniendo especial cuidado de verificar la profundidad a la que deberá quedar la cabeza de los mismos en función de la profundidad del cajón de cimentación.

Antes de proceder al colado de cualquiera de los elementos de la estructura, se deberá verificar su posición tanto vertical como horizontal de acuerdo con lo establecido en las especificaciones y planos correspondientes.

Se colocaran las ataguías metálicas de contención y se procederá a realizar las excavaciones de los cajones de cimentación a las profundidades indicadas en los planos de proyecto.

Sobre estos cajones de cimentación se desplantarán las columnas metálicas, formadas por placas en una sección en cruz, las cuales estarán unidas en la parte superior por un cabezal formado también por tres placas sobre los cuales se apoyará la superestructura a base de traveses metálicas armadas con placas, colocadas en sentido longitudinal del eje del puente.

Finalmente, se dará el acabado de pintura final a los elementos estructurales que así lo requieran y a los parapetos de acuerdo con las especificaciones de proyecto y se procederá a la colocación del señalamiento, tanto horizontal (marcas en el pavimento), como vertical, cumpliendo con las especificaciones del proyecto y con lo establecido en la Normatividad aplicable.



Perforación de pila.



Cimbrado de acero en pila de cimentación para colar.



Colado de pila.



Plantilla de concreto sobre pilas coladas.



Colocación de acero de refuerzo en zapata y columnas.



Colado de zapata.



Zapata colada y descimbrada.



Colocación de bulbos de acero de refuerzo en columnas.



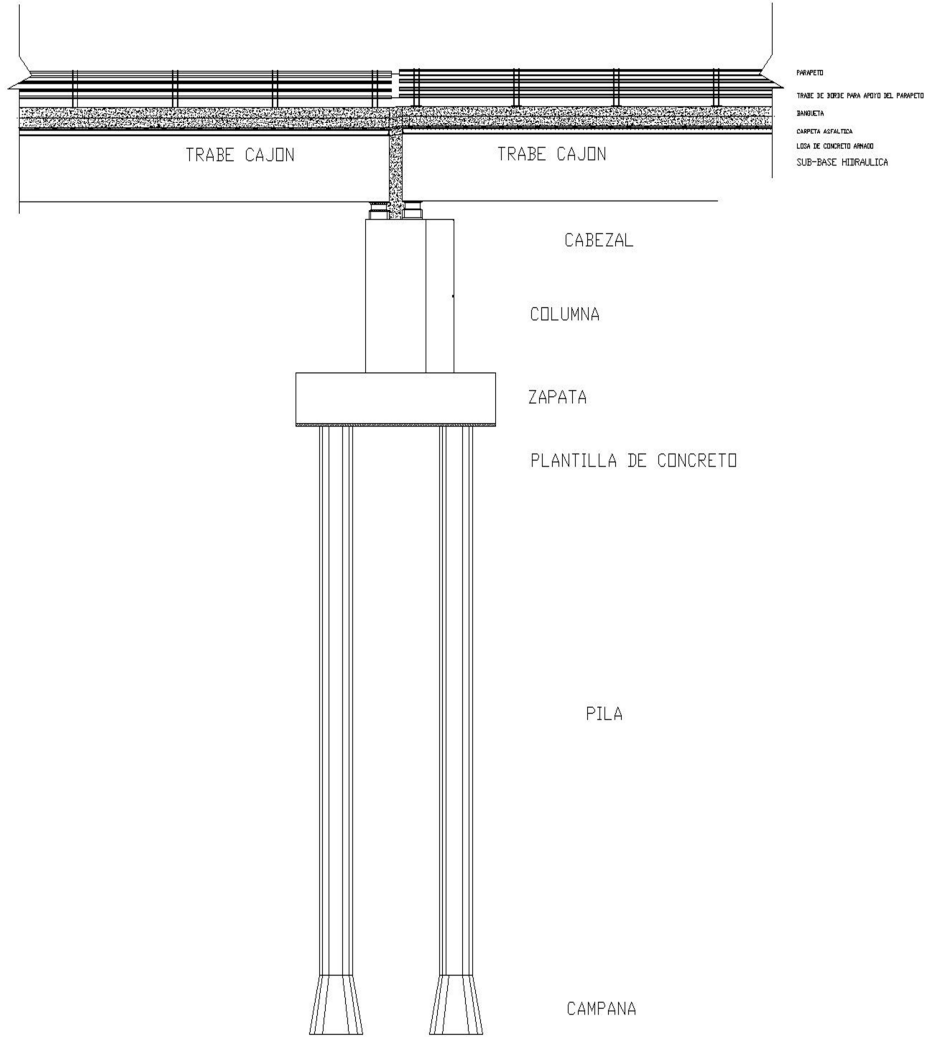
Colado de columnas.



Relleno con material tepetate sobre zapata.



ANALISIS DE CIMENTACION





CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Un distribuidor vial es un proyecto de construcción el cual ayuda a solucionar el problema de tráfico, puede tener elevados, túneles, varias vías alternas salidas y entradas. Este emplazamiento vial permite el desplazamiento del tránsito vehicular por múltiples vías de circulación y hacia diversos destinos.

Para la realización de un distribuidor vial se deben de tomar en cuenta diferentes aspectos como el levantamiento topográfico, nivelación, excavaciones, materiales, estructura, soporte, las salidas y las entradas.

Un distribuidor vial es una excelente opción para el control del tráfico y fundamental en la construcción de carreteras es por eso que un ingeniero civil debe de tener un conocimiento amplio sobre todos los procesos que se llevan a cabo para su construcción.

El sitio de estudio presenta una estratigrafía constituidos por un estrato superficial de grava limosa de compacidad suelta a densa color café oscuro, seguido de estratificaciones de limo arcilloso o arenoso, arcilla poco limosa de alta plasticidad y arena fina limosa pumítica y arcillosa, la consistencia de estos estratos es variable (media a firme), presentando resistencia a la penetración estándar entre 3 y 50 golpes hasta 12.60 m para el SPT-1, y de 4 a 50 golpes hasta 11.40 m para el SPT-2; posteriormente se encontró un estrato resistente que se registra con más de 50 golpes en la prueba mencionada hasta la profundidad explorada.

De acuerdo a los resultados de exploración y laboratorio, se realizó la elección del criterio más adecuado para el análisis de capacidad de carga, con el objeto de realizar la revisión del tipo de cimentación adoptado en el Distribuidor Vial Las Armas, la cual consideraron una cimentación a base de Pilas de concreto reforzado colados en el lugar con diámetro variable (0.80 y 1.60 m) sin considerar campanas en la punta de la pila.

De acuerdo al tipo de cimentación adoptado y con base a los análisis de capacidad de carga realizado, la cimentación es de Pila de concreto reforzados colados en el lugar con diámetro de 0.80 m y desplantados a 15.0 m de profundidad con respecto al nivel actual del terreno natural, del cual se obtiene una Capacidad de Carga Admisible promedio de 119 ton. Y con diámetro de 1.60 se tiene una capacidad admisible promedio de 477 ton.



Las recomendaciones de cimentación emitidas en este informe son válidas únicamente para el Distribuidor Vial "Las Armas", ya que los datos fueron recabados de la información contenida en el Plano Estructural E-01 al E-04 (Zapatatas y Pilas de Cimentación) con fecha de 15 de Octubre de 1999, para la Secretaría de Obras y Servicios, Dirección General del Gobierno del Distrito Federal y H. Ayuntamiento de Tlalnepantla de Baz.

Este trabajo sería de gran utilidad para alumnos y profesores que tengan el interés de consultar sobre el proceso constructivo de un proyecto sobre todo para las asignaturas de Organización de Obra, Construcción de Estructuras, Cimentaciones, Planeación, etc.

Mediante este trabajo exhorto a los alumnos de la FES ARAGON para que se preocupen por tener un mayor conocimiento de las grandes obras que se han construido recientemente en México como los distribuidores viales y el segundo piso sobre periférico, y a las autoridades escolares para que sigan promoviendo cursos de diseño, cálculo y construcción sobre este tema para los estudiantes de Ingeniería Civil.



BIBLIOGRAFIA

Bowles J., 1996, Foundation Analysis and Design, Fifth Edition, McGraw-Hill

Das B., 1998, Principles of Foundation Engineering, Fourth Edition, Prentice Hall

Peck R., Hanson W. y Thornburn T., 2003, Ingeniería de Cimentaciones, Limusa

Tamez E., 2001, Ingeniería de Cimentaciones. Conceptos Básicos de la Práctica, TGC

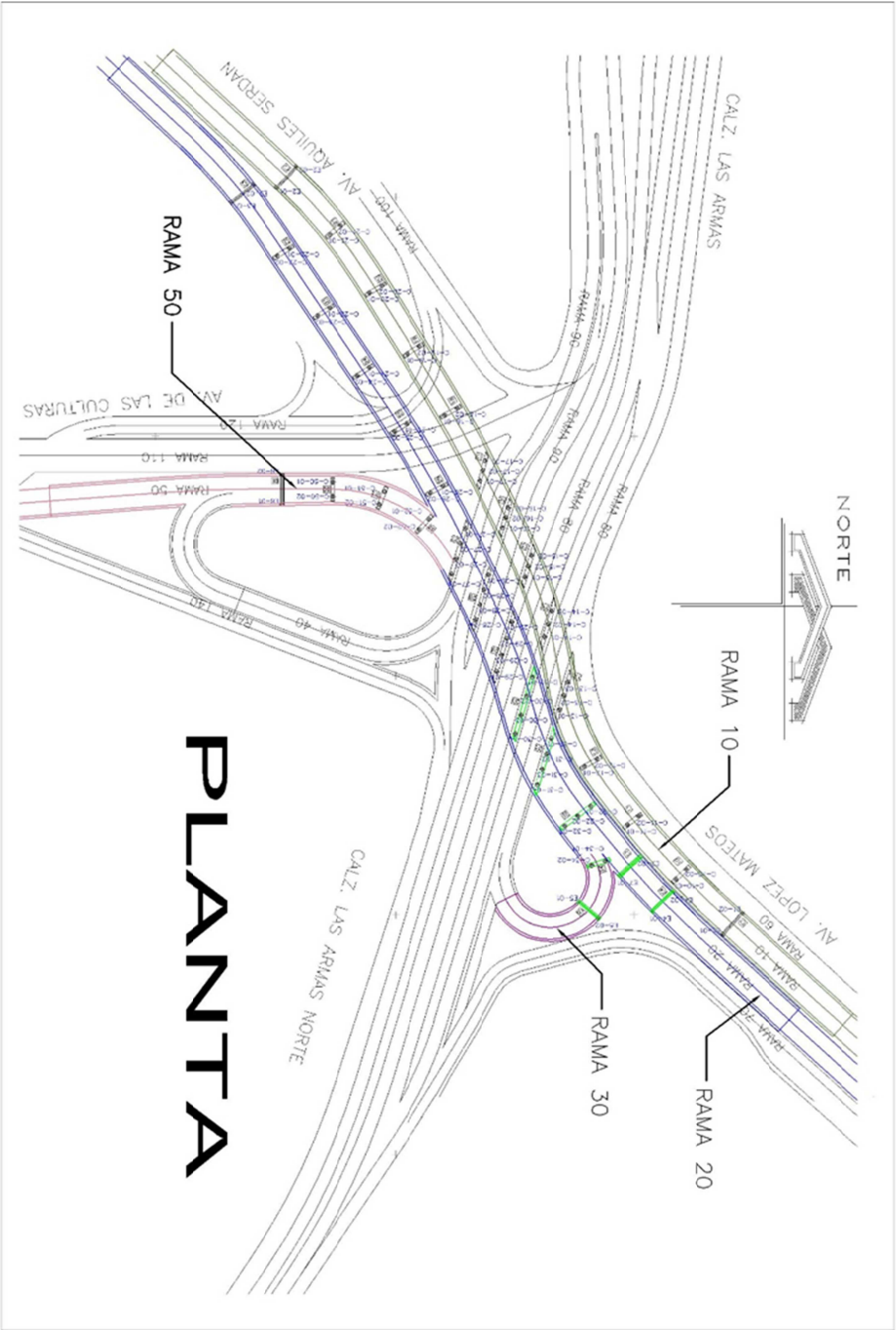
Ing. Carlos Crespo Villalaz; Mecánica de suelos y cimentaciones: 4ta edición; México 1995; Editorial Limusa.

Juárez Badillo- Rico Rodríguez. "Mecánica de Suelos" Tomo I. Ed. Limusa. 2006

Arnal, Simón Luís; Betancourt, Max.
Reglamento de construcciones para el Distrito Federal.
Segunda edición. Trillas.

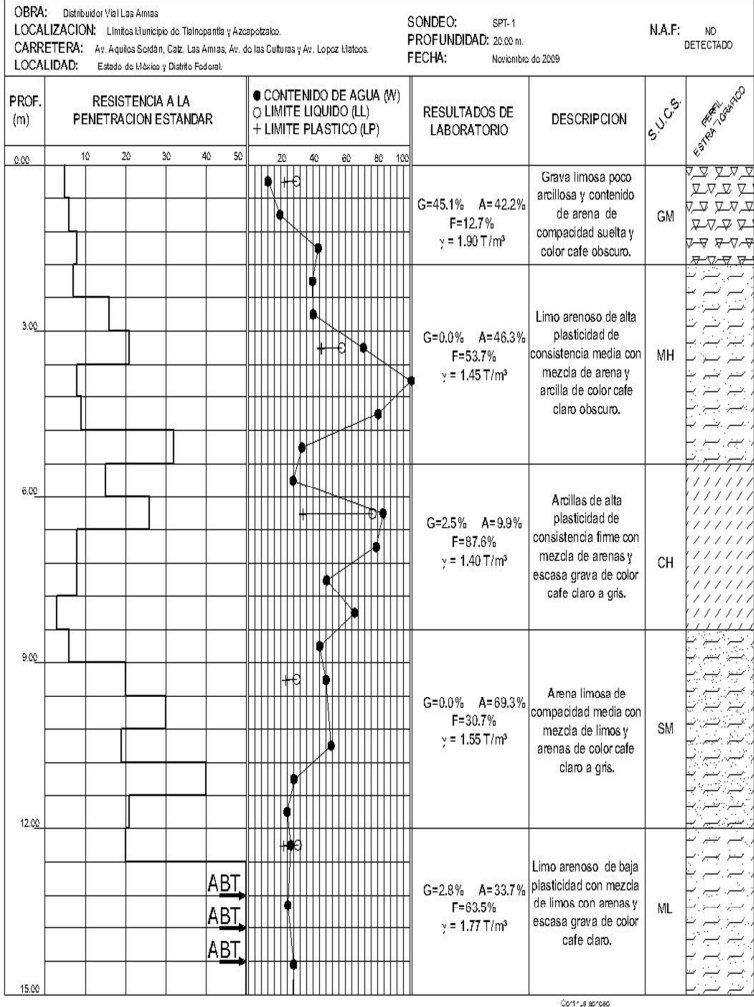


ANEXOS





PERFIL ESTRATIGRAFICO



SIMBOLOGIA		NOMENCLATURA	
	ARCILLA	S	MUESTREO INALTERADO SHELBY
	LIMO	ABT	AVANCE CON BROCA TRICOMICA
	ARENA	R	ROTACION CON BROCA DE DIAMANTE
	GRAVAS	P.P.	PESO PROPIO
	MATERIAL DE RELLENO		RESISTENCIA A LA P.E. >50 GOLPES/30 CM
	NIVEL DE AGUA FREATICAS (N.A.F)	B	BARRIL DE INICIO



PERFIL ESTRATIGRAFICO

OBRA: Distribuidor Vial Las Amas LOCALIZACION: Límites I Municipio de Tlalcoapetla y Azcapotzalco. CARRETERA: Av. Arquiles Sorbán, Calz. Las Amas, Av. de las Culturas y Av. Lopez Hatosa. LOCALIDAD: Estado de México y Distrito Federal		SONDEO: SPT-1 PROFUNDIDAD: 20.00 m. FECHA: Noviembre de 2009	N.A.F.: NO DETECTADO									
PROF. (m)	RESISTENCIA A LA PENETRACION ESTANDAR					CONTENIDO DE AGUA (W) ○ LIMITE LIQUIDO (LL) + LIMITE PLASTICO (LP)		RESULTADOS DE LABORATORIO	DESCRIPCION	S.U.C.S.	Escala Geométrica	
	10	20	30	40	50	20	40					60
15.00				ABT		●	○		G=1.0% A=45.5% F=53.5% γ = 1.86 T/m³	Limo arenoso de baja plasticidad con mezcla de limos con arenas y escasa grava de color café claro.	ML	
18.00				ABT		●	○		G=0.0% A=32.6% F=67.4% γ = 1.80 T/m³	Limo arenoso de baja plasticidad con mezcla de limos con arenas de color café claro.	ML	
21.00										Fin del Sondeo		
24.00												
27.00												
30.00												

SIMBOLOGIA		NOMENCLATURA	
	ARCILLA		MUESTREO INALTERADO SHELBY
	LIMO		AVANCE CON BROCA TRICONICA
	ARENA		ROTACION CON BROCA DE DIAMANTE
	GRAVAS		PESO PROPIO
	MATERIAL DE RELLENO		RESISTENCIA A LA P.E. >50 GOLPES/30 CM
	NIVEL DE AGUA FREATICAS (NAF)		BARRIL DE INICIO



ANEXOS

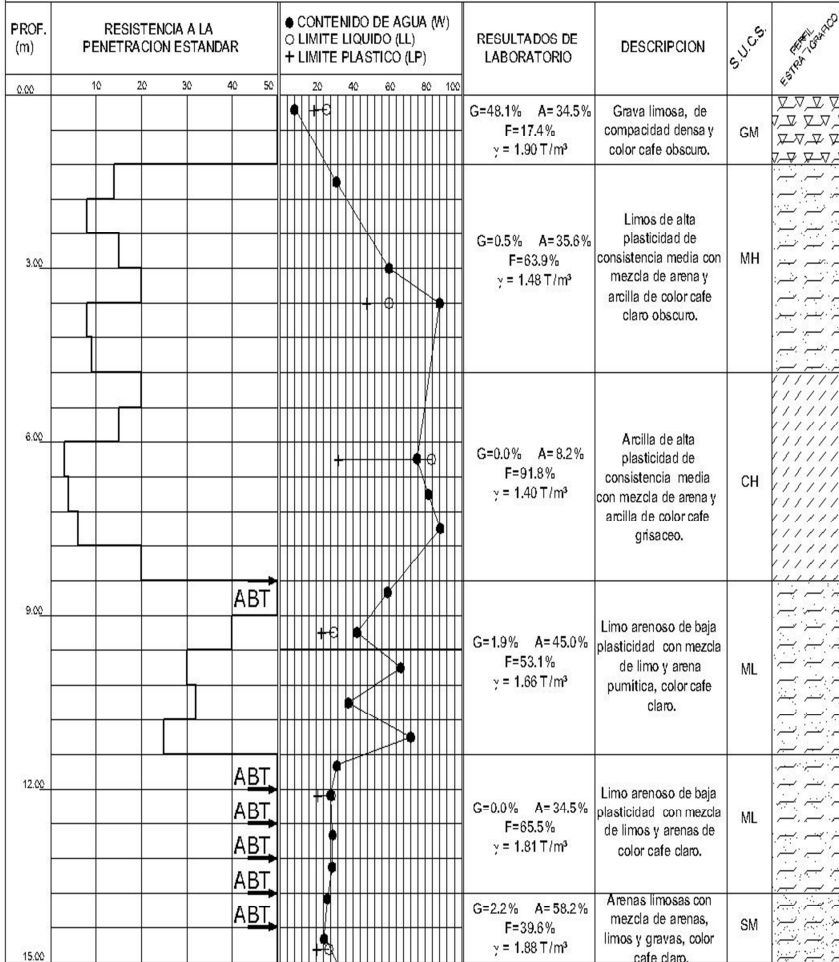


PERFIL ESTRATIGRAFICO

OBRA: Distribuidor Vial Las Amas
 LOCALIZACION: Linderos Municipio de Tlalnapantla y Azcapotzalco
 CARRETERA: Av. Aquiles Sordán, Catz. Las Amas, Av. de las Culturas y Av. Lopez Mateos.
 LOCALIDAD: Estado de México y Distrito Federal

SONDEO: SPT-2
 PROFUNDIDAD: 16.50 m.
 FECHA: Noviembre de 2009

N.A.F.: NO DETECTADO



SIMBOLOGIA	NOMENCLATURA
ARCILLA	MUESTREO INALTERADO SHELBY
LIMO	AVANCE CON BROCA TRICONICA
ARENA	ROTACION CON BROCA DE DIAMANTE
GRAVAS	PESO PROPIO
MATERIAL DE RELLENO	RESISTENCIA A LA P.E. >50 GOLPES/30 CM
NIVEL DE AGUA FREATICAS (N.A.F)	BARRIL DE INICIO



ANEXOS

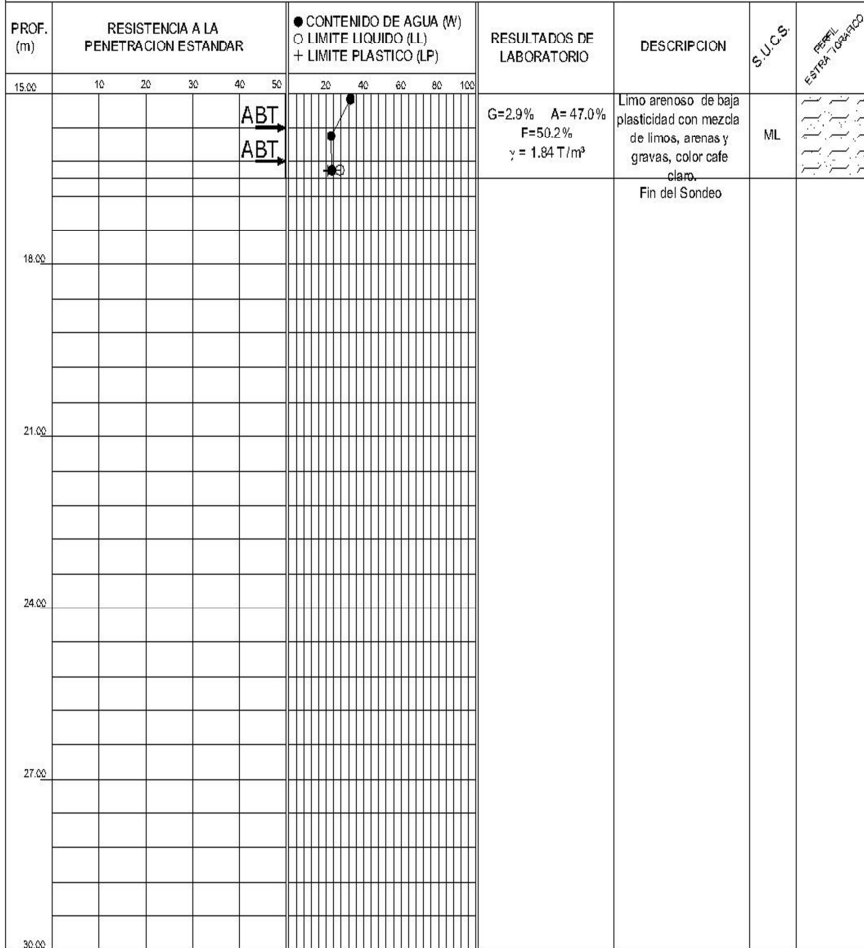


PERFIL ESTRATIGRAFICO

OBRA: Distribuidor Vial Las Animas
 LOCALIZACION: Límites Municipio de Tlalampantla y Azcapotzalco.
 CARRETERA: Av. Aquiles Sordán, Catz. Las Animas, Av. de las Culturas y Av. Lopez Llatcos.
 LOCALIDAD: Estado de México y Distrito Federal.

SONDEO: SPT-2
 PROFUNDIDAD: 16.50 m.
 FECHA: Noviembre de 2009

N.A.F.: NO DETECTADO



SIMBOLOGIA	NOMENCLATURA
ARCILLA	MUESTREO INALTERADO SHELBY
LIMO	AVANCE CON BROCA TRICONICA
ARENA	ROTACIÓN CON BROCA DE DIAMANTE
GRAVAS	PESO PROPIO
MATERIAL DE RELLENO	RESISTENCIA A LA P.E.: >50 GOLPES/30 CM
NIVEL DE AGUA FREATICAS (NAF)	BARRIL DE INICIO



GOBIERNO DEL ESTADO DE MÉXICO
SECRETARÍA DE COMUNICACIONES
DIRECCIÓN GENERAL DE VIALIDAD
FONDO METROPOLITANO DEL VALLE DE MEXICO, FIDEICOMISO No. F/685

CARÁTULA DE ESTIMACIÓN HOJA UNICA

CONTRATO No.	SCEM-DVG-FMVM-08-RF-24-C	IMPORTE:	\$ 144,997,324.57	DE FECHA:	19-dic-08	ESTIMACIÓN:	
REVALIDACIÓN O CONVENIO No.				DE FECHA:		07 (SIETE)	
OBRA:	DISTRIBUIDOR VIAL LAS ARMAS (1era ETAPA), EN LOS LÍMITES DE TLALNEPANTLA, EDO. DE MÉXICO Y AZCAPOTZALCO, DISTRITO FEDERAL.					PERIODO DEL:	1 AL 06 DE MARZO DE 2010
CONTRATISTA:							
OFICIO DE AUTORIZACIÓN DE RECURSOS:	20321-AGIS-0528/08			DE FECHA:	24 DE JUNIO DE 2008		28 DE ABRIL DEL 2010

DESCRIPCIÓN		IMPORTE \$
I.- IMPORTE DE ESTA ESTIMACIÓN CONFORME A RELACIÓN DE HOJAS DE ESTIMACIÓN		\$ 5,229,721.04
II.- PROGRAMADO ACUMULADO	IMPORTE	
ESTIMADO ACUMULADO	\$ 144,997,324.57	
DIFERENCIA	\$ 21,632,343.53	
	\$ 123,364,981.04	
III.- CÁLCULO DE LA RETENCIÓN Y/O SEÑALIZACIÓN		
*FECHA DE INICIO DE OBRA	27-dic-09	(a) MONTO PROGRAMADO \$39,314,805.88
*FECHA DE REVISIÓN (ESTIMACIÓN)	31-mar-09	(b) MONTO EJECUTADO \$21,632,343.53
*FECHA DE TERMINACIÓN DE OBRA	30-jun-10	DIFERENCIA (a)-(b) \$17,682,462.35
*PERIODO TRANSCURRIDO ENTRE EL INICIO Y LA REVISIÓN (MESES)		DEDUCCIONES
*IMPORTE DE LA DIFERENCIA ENTRE LO PROGRAMADO Y ESTIMADO		OBRA EN PROCESO
IMPORTE DE LA RETENCIÓN O PENALIZACIÓN HASTA ESTE PERIODO		OBRA NO LIBERADA
		MATERIAL HABILITADO EN OBRA
		(c) SUMA DE DEDUCCIONES
IV.- IMPORTE DE LA DEVALUACIÓN DE LA RETENCIÓN DEL PERIODO ANTERIOR		(d) SUMA EJECUTADA + DEDUCCIONES
V.- PAGOS DE SUPERVISIÓN POR ATRASO DE OBRA		DIFERENCIA DE PROGRAMADO (a), MENOS LO EJECUTADO Y DEDUCCIONES (d)
VI.- OTRAS RETENCIONES O PENALIZACIONES		ANTICIPO (30%)
	SUPERVISIÓN	RETENCIONES (3%)
		-\$ 530,473.87
		IMPORTE TOTAL DE LA ESTIMACIÓN
		\$ 4,699,247.17

IMPORTE ESTA ESTIMACIÓN:					
AMORTIZACIÓN DE ANTECIPO (SIN IVA)			IMPORTE DE LA ESTIMACIÓN		IMPORTE TOTAL CON LETRAS
ANTERIOR	ACTUAL	SALDO	TOTAL	IVA	SUMA
\$4,920,766.74	\$1,409,774.15	\$37,168,636.48	\$4,699,247.17	\$751,879.55	\$5,451,126.72

CINCO MILLONES CUATROCIENTOS CINCUENTA Y UN MIL CIENTO VEINTISEIS PESOS 72/100 M.N.

LUGAR:		SUPERVISIÓN:	
FORMULÓ:		SUPERVISIÓN:	
REVISÓ:		SUBDIRECTOR:	
AUTORIZO		SUPERVISION EXTERNA	

ANEXOS





GOBIERNO DEL ESTADO DE MÉXICO
SECRETARÍA DE COMUNICACIONES
DIRECCIÓN GENERAL DE VIALIDAD
FONDO METROPOLITANO DEL VALLE DE MEXICO, FIDEICOMISO No. F/685

CUERPO DE ESTIMACIÓN HOJA 3/3

CONTRATO No.	SCEM-DGV-FM/M-08-RF-24-C	IMPORTE:	\$ 144,997,324.57	DE FECHA:	19-dic-08	ESTIMACIÓN: 07 (SIETE)
REVALIDACIÓN O CONVENIO No.		DE FECHA:				
OBRA:	DISTRIBUIDOR VIAL LAS ARMAS (1ERA. ETAPA), (EN LOS LÍMITES DE TLALNEPANTLA, EDO. DE MÉXICO Y AZCAPOTZALCO, DISTRITO FEDERAL)					PERIODO DEL:
CONTRATISTA:						1 AL 6 DE MARZO DEL 2010
OFICIO DE AUTORIZACIÓN DE RECURSOS:	20321-AGIS-0528/08	DE FECHA:	30 DE JUNIO DE 2010			28 DE ABRIL DEL 2010

ESTIMACIÓN		07	CANTIDADES DE OBRA					IMPORTE
CLAVES	CONCEPTO	UNIDAD	SEGÚN CONTRATO	HASTA ESTA ESTIMACIÓN	HASTA ANTERIOR ESTIMACIÓN	DE ESTA ESTIMACIÓN	P.U.	
	PRELIMINARES							
1	PERFORACIÓN PREVIA POR MEDIOS MECÁNICOS EN SECO O SATURADO, PARA COLADO DE PILAS, EN CUALQUIER ZONA DE LA OBRA Y CLASE DE MATERIAL DE 1.20 M DE DIÁMETRO A PROFUNDIDAD MÁXIMA DE 15 M. EL PRECIO UNITARIO INCLUYE: MANO DE OBRA, HERRAMIENTAS, MAQUINARIA, EQUIPO, TRASLADOS CARGAS, DESCARGAS, ACARREOS, SOBRECARREROS, DENTRO Y FUERA DE LA OBRA, DESPERDICIOS RETRO DE MATERIAL PRODUCTO DE LA PERFORACIÓN A TIRO PROPUESTO POR LA CONTRATISTA, TRAZO NIVELACIÓN, ADEME HIDRÁULICO A BASE DE LODO BENTONÍTICO EN CASO DE SER NECESARIO; TIEMPOS INACTIVOS DE PERSONAL Y EQUIPO Y TODO LO NECESARIO PARA SU CORRECTA EJECUCIÓN. P.U.O.T.	M3	2,345.92	2,012.82	1,860.39	152.43	647.27	\$ 98,663.37
6	JORNAL DE PLANTILLA DE CINCO AYUDANTES PARA REALIZAR ACTIVIDADES DE DESVÍO DE TRÁNSITO VEHICULAR Y QUE SE DESTINARÁ A LAS ACTIVIDADES Y LOS TRABAJOS DE CIERRE, MOVIMIENTO DE EQUIPO, CONFINAMIENTO Y DESVÍOS, SE DEBERÁ TENER DE MANERA PERMANENTE, PALAS, CARRETLAS, ESCOBAS, CUBETAS, FRANELAS, ALAMBRE RECOCIDO, AMARRADORES, PINTURA BLANCA Y NARANJA PARA EL SEÑALAMIENTO, BROCHAS, AGUA, JABÓN Y TODO LO NECESARIO PARA SU CORRECTA EJECUCIÓN. TODAS ESTAS ACTIVIDADES SE DEBERÁN IMPLEMENTAR DESDE EL INICIO DE LA OBRA HASTA SU TÉRMINO TANTO EN TURNOS DIURNOS COMO NOCTURNOS SIN CARGO ADICIONAL PARA LA DEPENDENCIA.	JOR	180	155.00	149.00	6.00	1,189.24	\$ 7,135.44
							SUMA	\$ 105,798.81
							SUMA ACUMULADA	\$ 105,798.81

IMPORTE DE ESTA HOJA \$ 105,798.81

NOTAS Y OBSERVACIONES:

LUGAR: DISTRIBUIDOR VIAL LAS ARMAS (1ERA. ETAPA), (EN LOS LÍMITES DE TLALNEPANTLA, EDO. DE MÉXICO Y AZCAPOTZALCO, DISTRITO FEDERAL) FECHA: 28 DE ABRIL DEL 2010

FORMULÓ: SUPERVISIÓN:

REVISÓ: SUBDIRECTOR:

ANEXOS





ESTIMACIÓN		07	CANTIDADES DE OBRA					P.U.	IMPORTE
CLAVES	CONCEPTO	UNIDAD	SEGÚN CONTRATO	HASTA ESTA ESTIMACIÓN	HASTA ANTERIOR ESTIMACIÓN	DE ESTA ESTIMACIÓN			
	CIMENTACION								
10	SUMINISTRO Y COLOCACIÓN DE ACERO DE REFUERZO EN CIMENTACIÓN (PILAS Y ZAPATAS) DE CUALQUIER DIÁMETRO Y GRADO DE DIFICULTAD DE FY=4200 KG/CM2, EL PRECIO UNITARIO INCLUYE: HABILITADO Y ARMADO A CUALQUIER NIVEL, ALAMBRE RECOCIDO, SILLETAS, SEPARADORES, TRASLAPES, DESPIECE, SOLDADURA (E70XX) EN DIÁMETROS #8 INCLUSIVE O MAYORES Y PRUEBAS RADIOGRÁFICAS AL 100% DE UNIONES A TOPE CON SOLDADURA, MANO DE OBRA, EQUIPO, MAQUINARIA HERRAMIENTA, DESPERDICIOS, RETIRO DE DESPERDICIOS FUERA DE LA OBRA Y LIMPIEZA P.U.O.T.	KG	1053030.00	466015.76	399430.94	66584.82	16.58	\$ 1,103,976.32	
11	SUMINISTRO Y COLOCACIÓN DE CONCRETO HIDRÁULICO SIMPLE EN SECO EN PILAS DE CIMENTACIÓN DE FC=250 KG/CM ³ , TAMAÑO MÁXIMO DE AGREGADO DE 3/4", REVENIMIENTO DE 6 A 8 CM, ADICIÓN DE FLUIDIZANTE PARA REVENIMIENTO MAYOR EN OBRA, PREMEZCLADO EN PLANTA, COLOCADO POR MEDIO DE TUBERÍAS TREMIE. EL PRECIO UNITARIO INCLUYE: MANO DE OBRA, TUBO TREMIE, MAQUINARIA, EQUIPO, HERRAMIENTA, ADITIVOS (FLUIDIZANTE, ACELERANTE, RETARDANTE, O CUALQUIER OTRO), CARGAS, DESCARGAS, ACARREOS, SOBRECARGOS DENTRO Y FUERA DE LA OBRA, DESPERDICIOS, RETIRO DE DESPERDICIOS ATRO PROPUESTO POR LA CONTRATISTA Y LIMPIEZA P.U.O.T.	M3	2,483.03	1,729.98	1,554.26	175.72	1,508.89	\$ 266,142.15	
							SUMA	\$ 1,369,118.47	
							SUMA ACUMULADA	\$ 1,474,917.28	
IMPORTE DE ESTA HOJA			\$	1,369,118.47					
NOTAS Y OBSERVACIONES:									
LUGAR:	DISTRIBUIDOR VIAL LAS ARMAS (1ERA. ETAPA), (EN LOS LÍMITES DE TLALNEPANTLA, EDO. DE MÉXICO Y AZCAPOTZALCO, DISTRITO FEDERAL)				FECHA:	28 DE ABRIL DEL 2010			
FORMULÓ:					SUPERVISIÓN:				
REVISÓ:					SUBDIRECTOR:				

ANEXOS





ANEXOS



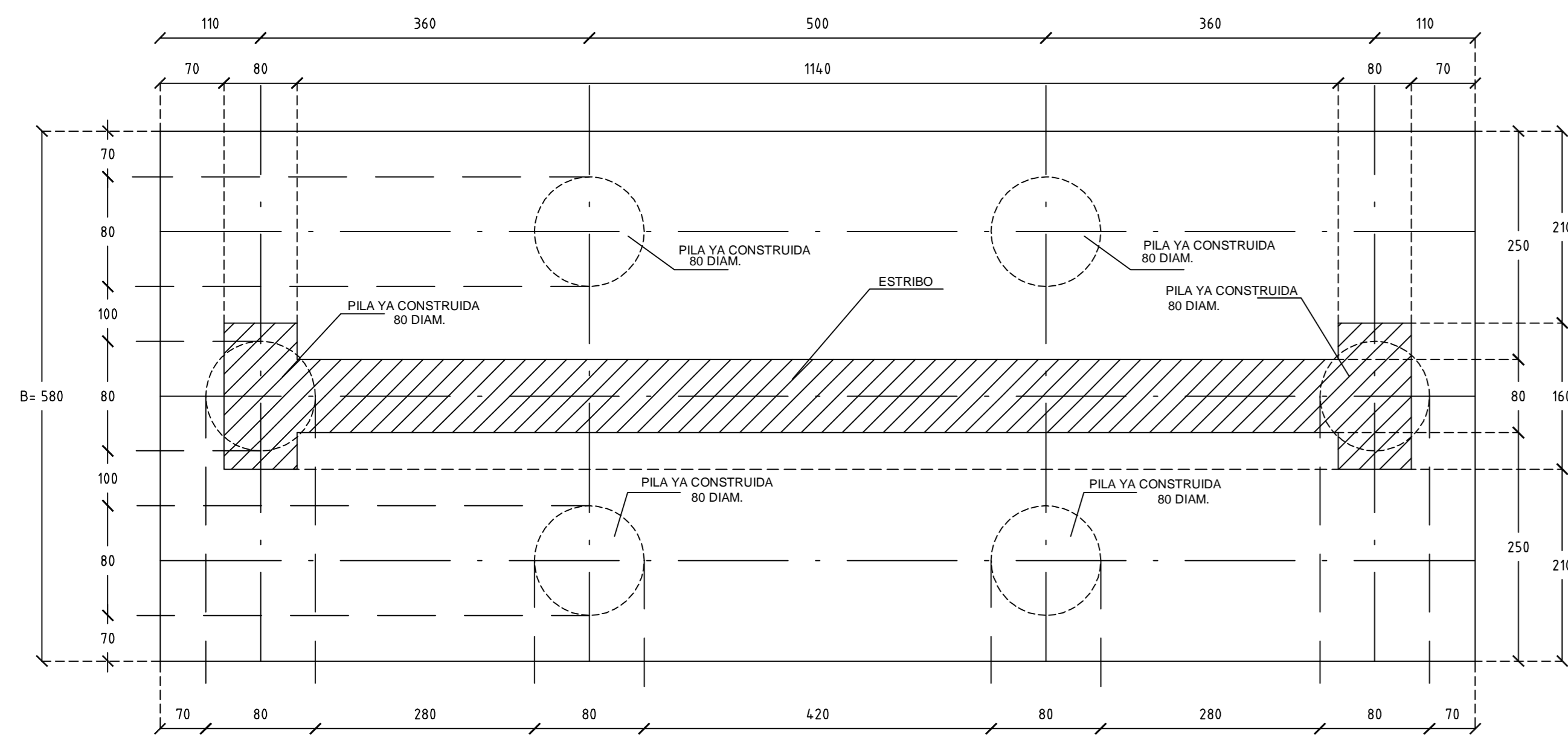
ESTIMACIÓN		07	CANTIDADES DE OBRA					IMPORTE
CLAVES	CONCEPTO	UNIDAD	SEGÚN CONTRATO	HASTA ESTA ESTIMACION	HASTA ANTERIOR ESTIMACION	DE ESTA ESTIMACION	P.U.	
	EXTRAORDINARIOS							
E-015	RETIRO DEL PUENTE PEATONAL METALICO, EL CUAL INCLUYE ESPECTACULARES EN LA PARTE SUPERIOR DEL MISMO (TLALNEPANTLA), EL PRECIO UNITARIO INCLUYE DESMANTELAMIENTO DE RAMPA Y PUENTE, ESPECTACULARES, TRABAJOS REALIZADOS EN HORARIO NOCTURNO, SECCION VIALIDAD A PUENTE DE VIGAS (TLALNEPANTLA), ACARREO AL SITIO INDICADO POR SUPERVISION, MANO DE OBRA, HERRAMIENTAS, MAQUINARIA, EQUIPO, TRASLADOS, CARGAS Y DESCARGAS, ACARREOS Y SOBRECARREROS DENTRO Y FUERA DE LA OBRA Y TODO LO NECESARIO PARA SU CORRECTA EJECUCION P.U.O.T.	KG.		123,224.00		123,224.00	5.73	\$ 706,073.52
E-018	DESMANTELAMIENTO CON RECUPERACION DEL ARMADO DE ACERO DE REFUERZO EN CUALQUIER ELEMENTO ESTRUCTURAL POR ADECUACIONES AL PROYECTO PILAS DE 1.00 A 1.20 M. DE DIAMETRO DE FY=4200 KG/CM2. EL PRECIO UNITARIO INCLUYE ACARREOS INTERNOS, ESTIBA Y ACOMODO DE FORMA SEGURA ALMACENAJE, CARGA Y ELEVACION Y ACARREO DEL LUGAR DE ALMACENAJE HASTA EL LUGAR DE DESARMADO, DESARMADO CON RECUPERACION DE ACERO SELECCION Y LIMPIEZA MANUAL CON CEPILLO DE ALAMBRE DEL ACERO RECUPERADO, LIMPIEZA DEL MATERIAL SOBRENTE PRODUCTO DEL DESMANTELAMIENTO, INCLUYE SUMINISTRO DE ALAMBRE RECOCIDO, SUMINISTRO DE ALAMBRE RECOCIDO, SUMINISTRO Y APLICACION DE ACEITE VEGETAL Y ACARREO AL SITIO PARA SU COLOCACION.	KG.		203,722.58		203,722.58	\$ 5.31	\$ 1,081,766.90
E-019	PERFORACIÓN PREVIA POR MEDIOS MECÁNICOS EN SECO SATURADO, PARA COLADO DE PILAS, EN CUALQUIER ZONA DE LA OBRA Y CLASE DE MATERIAL DE 1.20 M DE DIÁMETRO A PROFUNDIDAD MAYOR A 15 M Y HASTA 20 M. EL PRECIO UNITARIO INCLUYE FABRICACION DE CAMPANACION EL EQUIPO HIDRAULICO Y HERRAMIENTA DE FABRICACION ESPECIAL DE HASTA 180 M DE DIAMETRO EN SU BASE MAYOR, MANO DE OBRA, HERRAMIENTAS, MAQUINARIA, EQUIPO, TRASLADOS CARGAS, DESCARGAS, ACARREOS, SOBRECARREROS, DENTRO Y FUERA DE LA OBRA, DESPERDICIOS RETIRO DE MATERIAL PRODUCTO DE LA PERFORACIÓN A TRO PROPUESTO POR LA CONTRATISTA, TRAZO, NIVELACIÓN, ADENE HIDRÁULICO A BASE DE LODO BENTONÍTICO EN CASO DE SER NECESARIO, TIEMPOS INACTIVOS DE PERSONAL Y EQUIPO Y TODO LO NECESARIO PARA SU CORRECTA EJECUCIÓN. P.U.O.T.	M3		327.55		327.55	\$ 1,081.87	\$ 354,301.01
E-021	REVISION Y ADECUACION DEL PROYECTO EJECUTIVO DEL PUENTE VEHICULAR EN CONSTRUCCION. INCLUYE: LEVANTAMIENTO TOPOGRAFICO DE LA ZONA DE OBRA, LEVANTAMIENTO Y PROYECTO DE OBRAS INDUCIDAS, REVISION, ADECUACION Y MEJORAMIENTO DEL PROYECTO GEOMETRICO Y REVISION, ADECUACION Y MEJORAMIENTO DEL PROYECTO ESTRUCTURAL DE LA RAMA 10.	PZA		1.00		1.00	\$ 826,612.70	\$ 826,612.70
E-023	REVISION Y ADECUACION DE PROYECTO EJECUTIVO CORRESPONDIENTE A LA RAMA 20. INCLUYE: ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS, PROYECTO ESTRUCTURAL, PROYECTO GEOMETRICO, CATALOGO DE CONCEPTOS CON CANTIDADES DE OBRA Y PRESUPUESTO BASE	PZA		1.00		1.00	\$ 786,049.63	\$ 786,049.63
							SUMA	\$ 3,754,603.76
							SUMA ACUMULADA	\$ 5,229,721.04
IMPORTE DE ESTA HOJA			\$	3,754,803.76				
NOTAS Y OBSERVACIONES:								
LUGAR: 0								
FORMULÓ:								
REVISÓ:								
FECHA:						28 DE ABRIL DEL 2010		
SUPERVISIÓN:								
SUBDIRECTOR:								



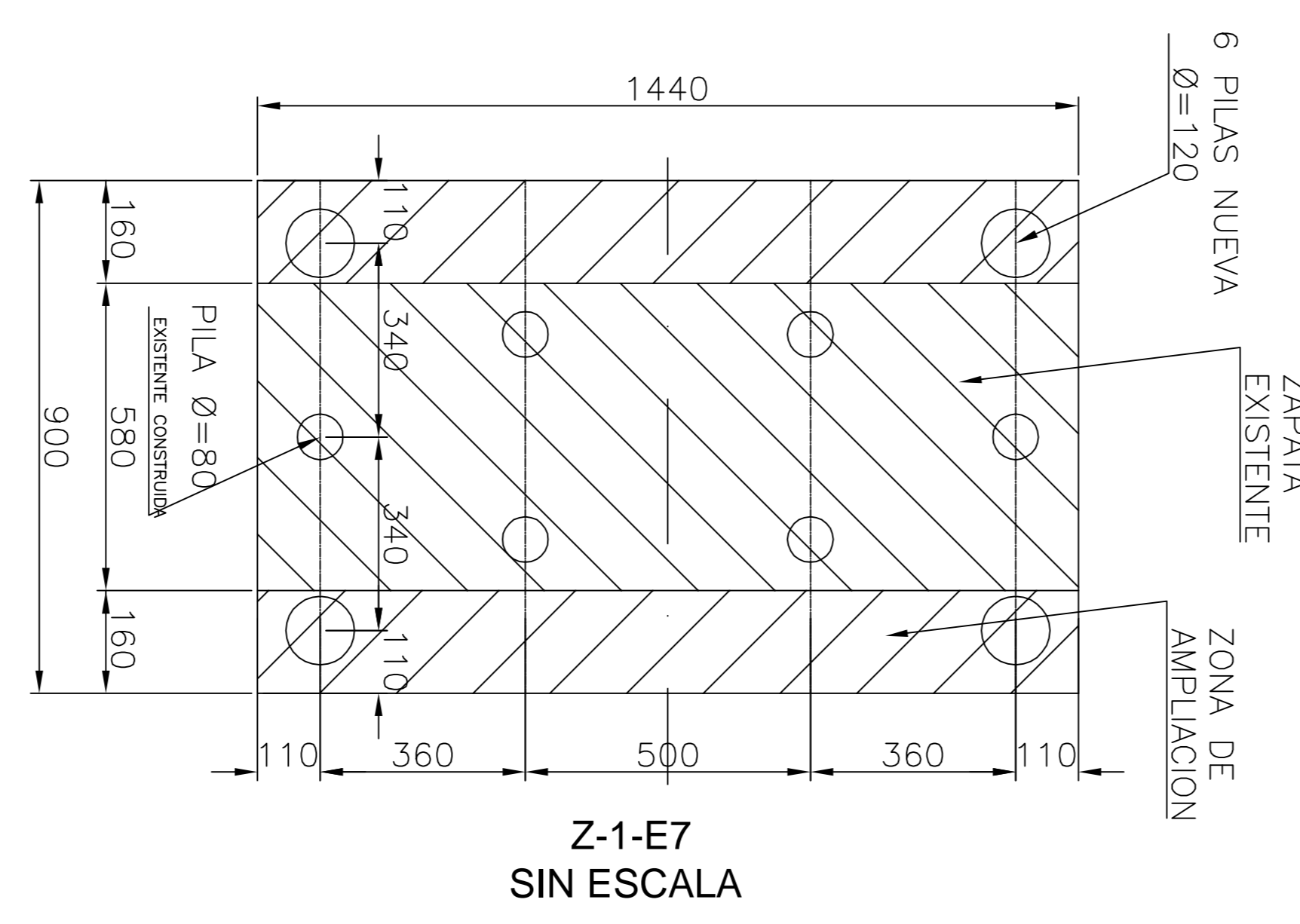
CLAVE	CONCEPTO	2009										2010										RESUMEN DE ELEMENTOS EN OBRA
		ABR	MAY	JUN	JUL	AGS	SEP	OCT	NOV	DIC	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGS	SEP	OCT		
A01-1	PERFORACIÓN PREVIA POR MEDIOS MECÁNICOS (PARA COLADO DE PILAS)	100%																64.79%			173 PILAS PERFORADAS DE UN TOTAL DE 267 PIEZAS	
A02-10	SUMINISTRO Y COLOCACIÓN DE ACERO DE REFUERZO EN CIMENTACIÓN (PILAS Y ZAPATAS)	100%																64.79%			173 PILAS ARMADAS CON ACERO DE REFUERZO DE UN TOTAL DE 267 PIEZAS	
A02-11	SUMINISTRO Y COLOCACIÓN DE CONCRETO HIDRÁULICO SIMPLE EN SECO EN PILAS DE CIMENTACIÓN DE	100%																41.70%			173 PILAS COLADAS DE UN TOTAL DE 267 PIEZAS 14 ZAPATAS COLADAS DE UN TOTAL DE 34 PIEZAS	
A02-12	EXCAVACIÓN EN CAJA POR MEDIOS MANUALES O MECÁNICOS PARA RECIBIR ZAPATA	100%																87.59%			6,504.16 M3 DE EXCAVACIÓN PARA DESPLANTE DE ZAPATAS DE UN TOTAL DE 7,426 M3.	
A02-13	PLANTILLA DE CONCRETO SIMPLE HECHO EN OBRA DE F'C=100 KG/CM ²	100%																50.00%			17 PLANTILLAS DE UN TOTAL DE 34 PIEZAS	
A02-14	SUMINISTRO Y COLOCACIÓN DE COLUMNAS.								100%									41.26%			26 COLUMNAS COLADAS UN TOTAL DE 63 PIEZAS	
AVANCE FÍSICO: 19.38%																		PROGRAMADO				
AVANCE FINANCIERO: 17.89%																		EJECUTADO				

ANEXOS

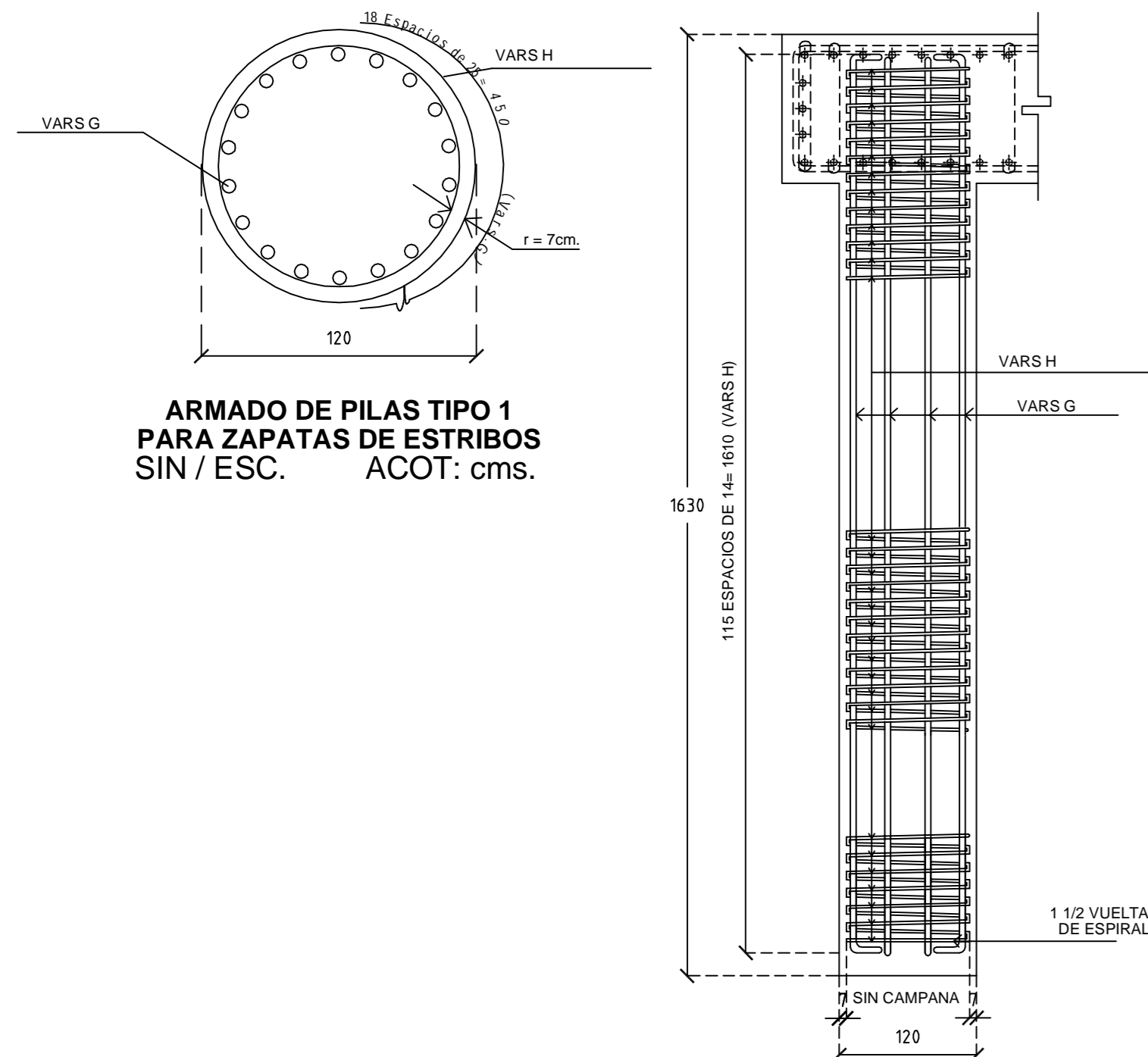




PLANTA
ZAPATA TIPO 1-CONSTRUIDA
ESC: 1/50 ACOOT: cms.

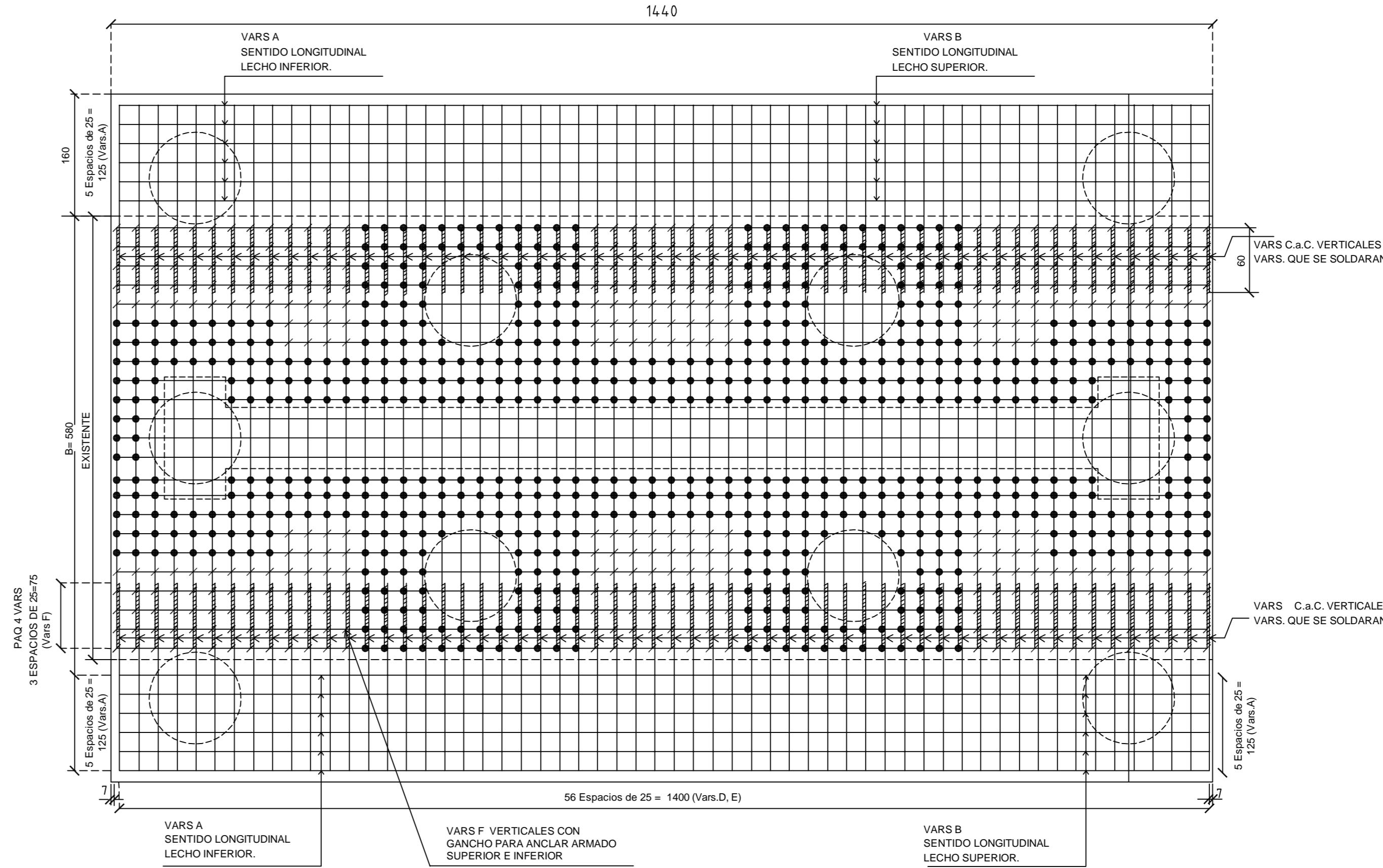


Z-1-E7
SIN ESCALA
PLANTA
PARA AMPLIACION DE ZAPATAS
Y COLADO DE PILOTES DE 120 DIAM.

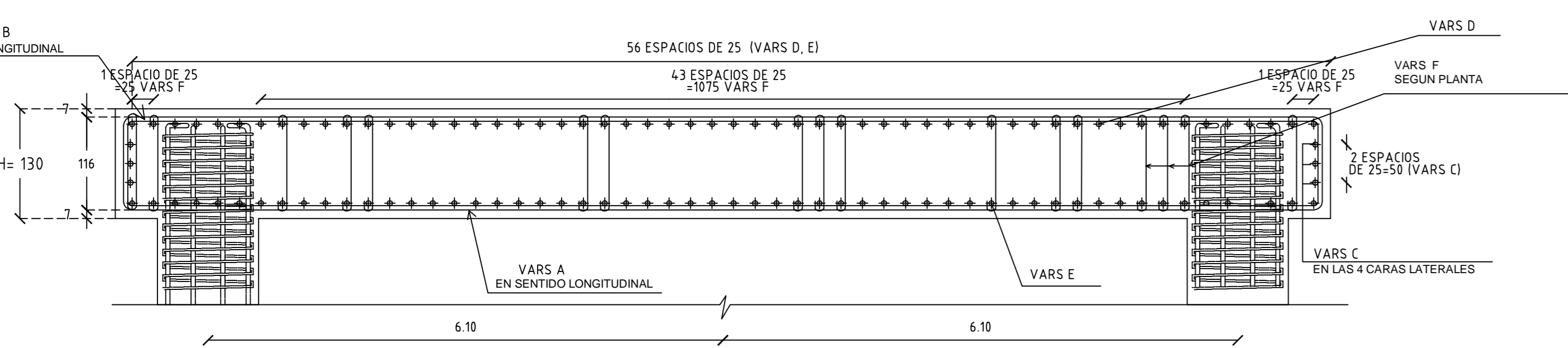


ARMADO DE PILAS TIPO 1
PARA ZAPATAS DE ESTRIBOS
SIN / ESC. ACOOT: cms.

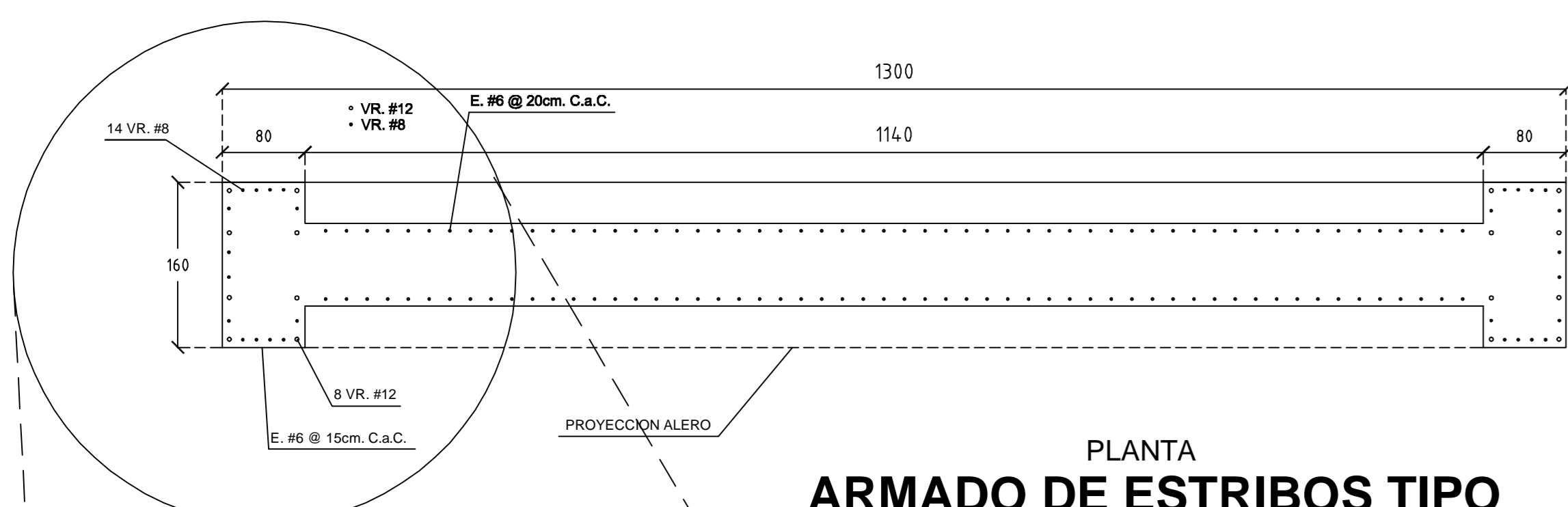
ARMADO DE PILAS
COMPLEMENTARIAS
ESC: 1/50 ACOOT: cms.



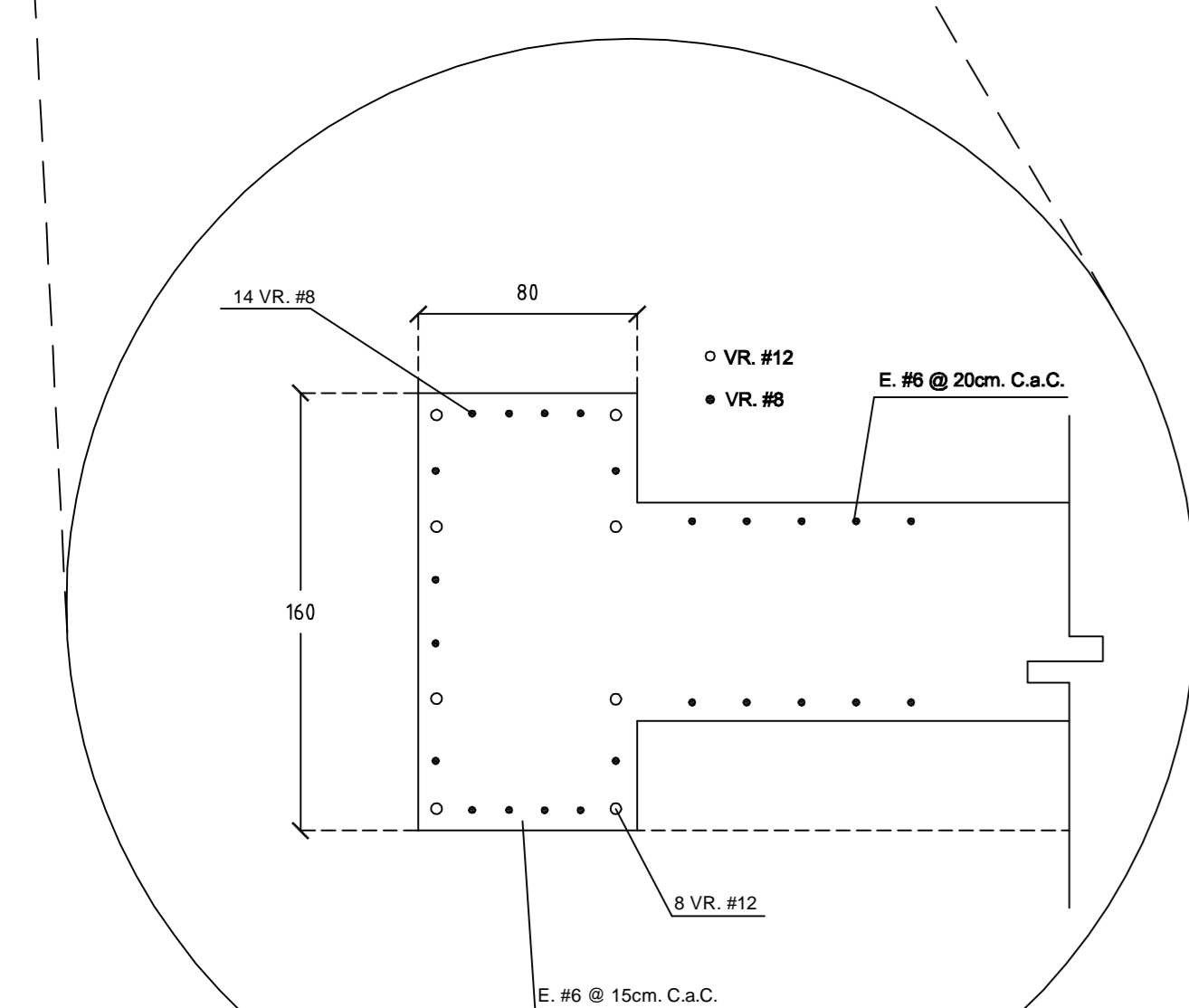
PLANTA
ARMADO AMPLIACION DE ZAPATA TIPO 1
E7
ESC: 1/50 ACOOT: cms.



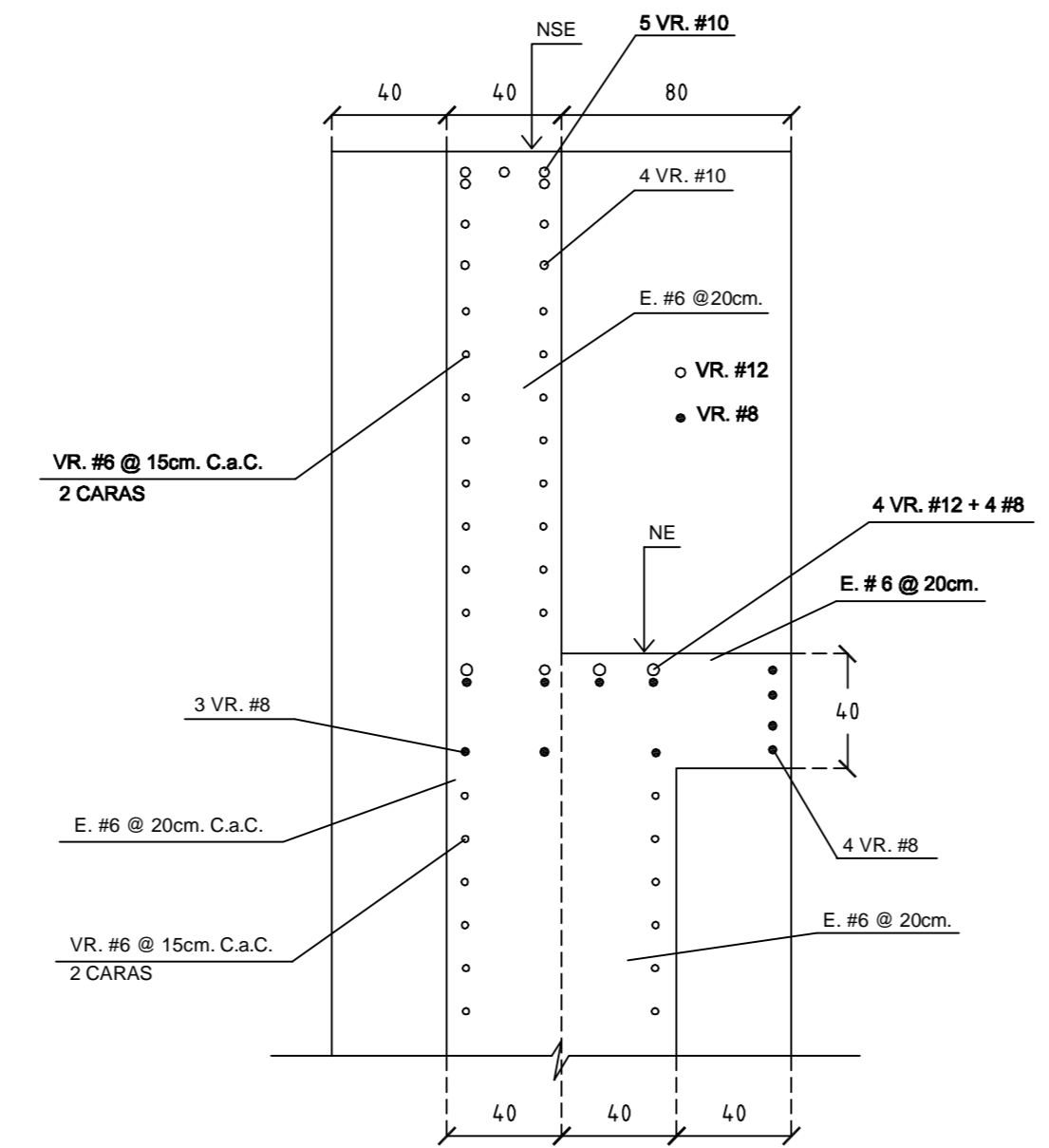
ALZADO
ARMADO DE ZAPATA
EN AMPLIACION
ESC: 1/50 ACOOT: cms.



PLANTA
ARMADO DE ESTRIBOS TIPO
ESC: 1/50 ACOOT: cms.



ELEVACION
ARMADO DE ESTRIBOS TIPO
SIN / ESC. ACOOT: cms.



ELEVACION
ARMADO DE ESTRIBOS TIPO
SIN / ESC. ACOOT: cms.

TABLA DE ZAPATAS TIPO Z-1

ZAPATA TIPO	No. APOYO	DIMENSIONES			COTAS NIVEL SUPERIOR DE ZAPATA
		B	L	H	
Z-1-E3	ESTRIBO E3 R-20	580.0	1440.0	130.0	94.993 m
Z-1-E4	ESTRIBO E4 R-20	580.0	1440.0	130.0	95.564 m
Z-1-E5	ESTRIBO E5 R-30	580.0	1300.0	130.0	95.678 m
Z-1-E6	ESTRIBO E6 R-30	580.0	1537.0	130.0	93.319 m
Z-1-E7	ESTRIBO E7 R-20	580.0	1440.0	130.0	95.343 m

TABLA DE ESTRIBOS

RAMA 20

ESTRIBO TIPO	L1	EN EL EJE	
		COTAS NIVEL SUPERIOR DE ESTRIBO	COTAS NIVEL SUPERIOR DE ESTRIBO
E3	1300.0	95.645 m	95.685 m
E4	1300.0	95.145 m	100.185 m
E7	1300.0	99.096 m	-

RAMA 30

ESTRIBO TIPO	L1	EN EL EJE	
		COTAS NIVEL SUPERIOR DE ESTRIBO	COTAS NIVEL SUPERIOR DE ESTRIBO
E5	1160.0	97.905 m	100.110 m

RAMA 50

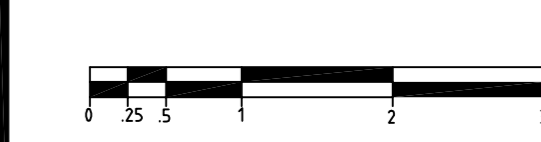
ESTRIBO TIPO	L1	EN EL EJE	
		COTAS NIVEL SUPERIOR DE ESTRIBO	COTAS NIVEL SUPERIOR DE ESTRIBO
E6	1400.6, 1384.8	97.046 m	99.058 m

SIMBOLOGIA

NSE	(NIVEL SUPERIOR DE ESTRIBO)
NE	(NIVEL DE ESTRIBO, APOYO PARA TRABES PREFORSADAS O METALICAS)
NSZ	(NIVEL SUPERIOR DE ZAPATA)

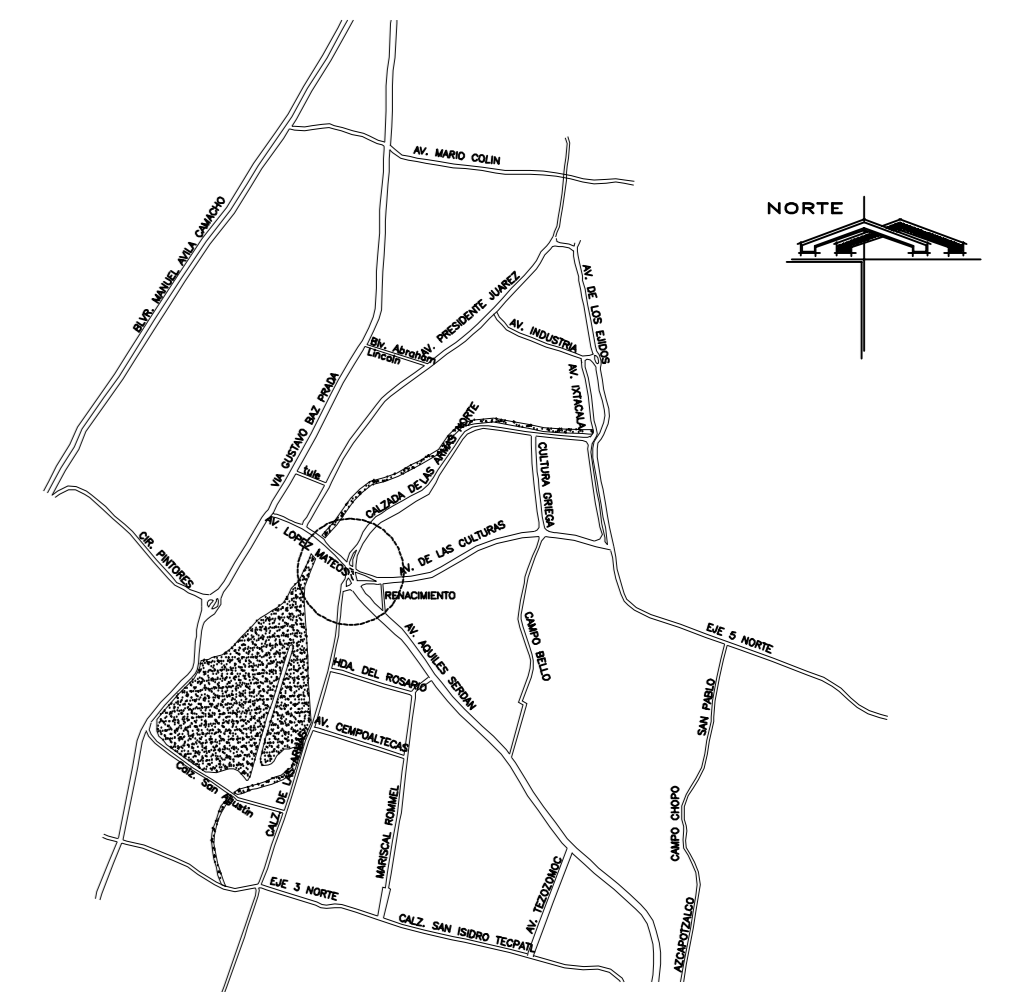
NOTA: LOS PERFILES ESTRATIGRAFICOS DEL ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS, SEÑALAN LA CAPA DURA EN LAS PROFUNDIDADES RELATIVAS ENTRE 12.00 Y 14.00 MTS. DE PROFUNDIDAD. PARA EFECTOS DE COTACION, DEBERA DE CONSIDERARSE DE PERFORACION UN MINIMO DE 0.50 MTS. DE EMPOTRE EN LA CAPA, LA CUAL DEBERA SER RATIFICADA POR UN ESPECIALISTA EN MECANICA DE SUELOS. QUERER ACUERDO A SU EXPERIENCIA DETERMINARA EL NIVEL DEL DESPLANTE DE PILETE, DURANTE EL PROCESO DE CONSTRUCCION, EN LA PARTE SUPERIOR DE LA PILA, Y SE LA COTA SEÑALADA EN EL PROYECTO, SE COLARA UNA LONGITUD DE 20 CMs. ADICIONALES PARA REALIZAR POSTERIORMENTE EL DESCARCE.

ESCALA GRAFICA



ESCALA 1:50

CROQUIS DE LOCALIZACION



LISTA DE VARILLAS ZONA AMPLIACION

LOC.	VAR. DIAM.	NUM.	L.TOTAL	CROQUIS	a	b	c	PESO(Kg)	
ZAPATA ESTRIBOS	A	12C	12	1402		1286	58	---	1516
	B	12C	12	1394		1278	58	---	1507
	C	10C	12	245		245	---	---	184
	D	10C	114	353		245	54	---	2515
	E	12C	114	353		245	54	---	3626
PILAS COMPLEMENTARIAS	F	6C	352	194		116	16	23	1536
	G	10C	72	1648		1613	22	13	7416
	H	4C	464	500		106	166	---	2320

MATERIALES

Acero de refuerzo de L.E. 4000 Kg/cm ²	20620	Kg
Demolicion:	29.95	m ³
Concreto de f'c = 250 Kg/cm ² en:	83.98	m ³
Pilas complementarias	67.80	m ³

NOTAS GENERALES

- TODAS LAS DIMENSIONES ESTAN DADAS EN CENTIMETROS EXCEPTO DONDE SE INDICA OTRA UNIDAD.
- LAS COTAS SIGUEN AL DIBUJO, NO TOMAR MEDIDAS A ESCALA.
- CONCRETO F'c = 250 kg/cm² EN PILAS Y F'c = 150 kg/cm² EN ZAPATAS.
- CLASE I: ESTRUCTURAL DE ACUERDO AL RCDF-97 MODULO DE ELASTICIDAD E = 14000 kg/cm².
- PESO VOLUMETRICO EN ESTADO FRESCO SUPERIOR A 2.3 T/M³.
- REVENIMIENTO ANTES DE ADITIVOS Y FLUIDOANTE 8 (m/m) MANO.
- EL REVENIMIENTO MANO PARA HACER BOMBABLE EL CONCRETO SERA DE 14 CM. DESPUES DE LA APLICACION DE FLUIDOANTE SE ACERDADO A ESPECIFICACIONES DEL FABRICANTE.
- ACERO DE REFUERZO: Fy = 4200 kg/cm² Y GRADO DURO.
- LA SOLDADURA SERA AL ARCO ELECTRICIO Y SE UTILIZARAN ELECTRODOS E 7024.
- LOS ANCLAJES Y TRASLAPES SE TRABAJARAN DE ACUERDO AL PLANO E-01.
- EL RECURTIMIENTO MINIMO EN PILAS Y ZAPATAS SERA DE 7 CM.
- TODAS LAS JUNTAS DE COLADO DE CONSTRUCCION SERAN DE ACABADO RIGIDO Y DEBERAN PERMANECER HUMEDAS DURANTE 24 HORAS PREVIAMENTE COLADO.
- EL RESTO DE ESPECIFICACIONES PARA CERRAS, COLADOS, ETC. SE TRABAJARAN CONJUNTAMENTE CON PLANO E-01.
- TRABAJAR ESTE PLANO CONJUNTAMENTE CON EL PLANO D-01, D-02 Y D-03.

CIUDAD DE MEXICO

SECRETARIA DE OBRAS Y SERVICIOS
DIRECCION GENERAL DE OBRAS PUBLICAS
GOBIERNO DEL DISTRITO FEDERAL CIUDAD DE MEXICO

GOBIERNO DEL DISTRITO FEDERAL	SECRETARIO GENERAL DE OBRAS PUBLICAS
SECRETARIO DE OBRAS Y SERVICIOS	DIRECTOR GENERAL DE OBRAS PUBLICAS
SECRETARIO DE TRANSPORTES Y VIALIDAD	DIRECTOR GENERAL DE PLANEACION Y PROYECTOR
DIRECTOR DE OBRAS DE INFRAESTRUCTURA	SUBDIRECTOR DE OBRAS VIALES
JEFE DE LA UNIDAD DEPARTAMENTAL DE PROYECTOS	REVISOR
DELEGADO DEL GOBIERNO DEL D.F. EN ADOPTATIVO	

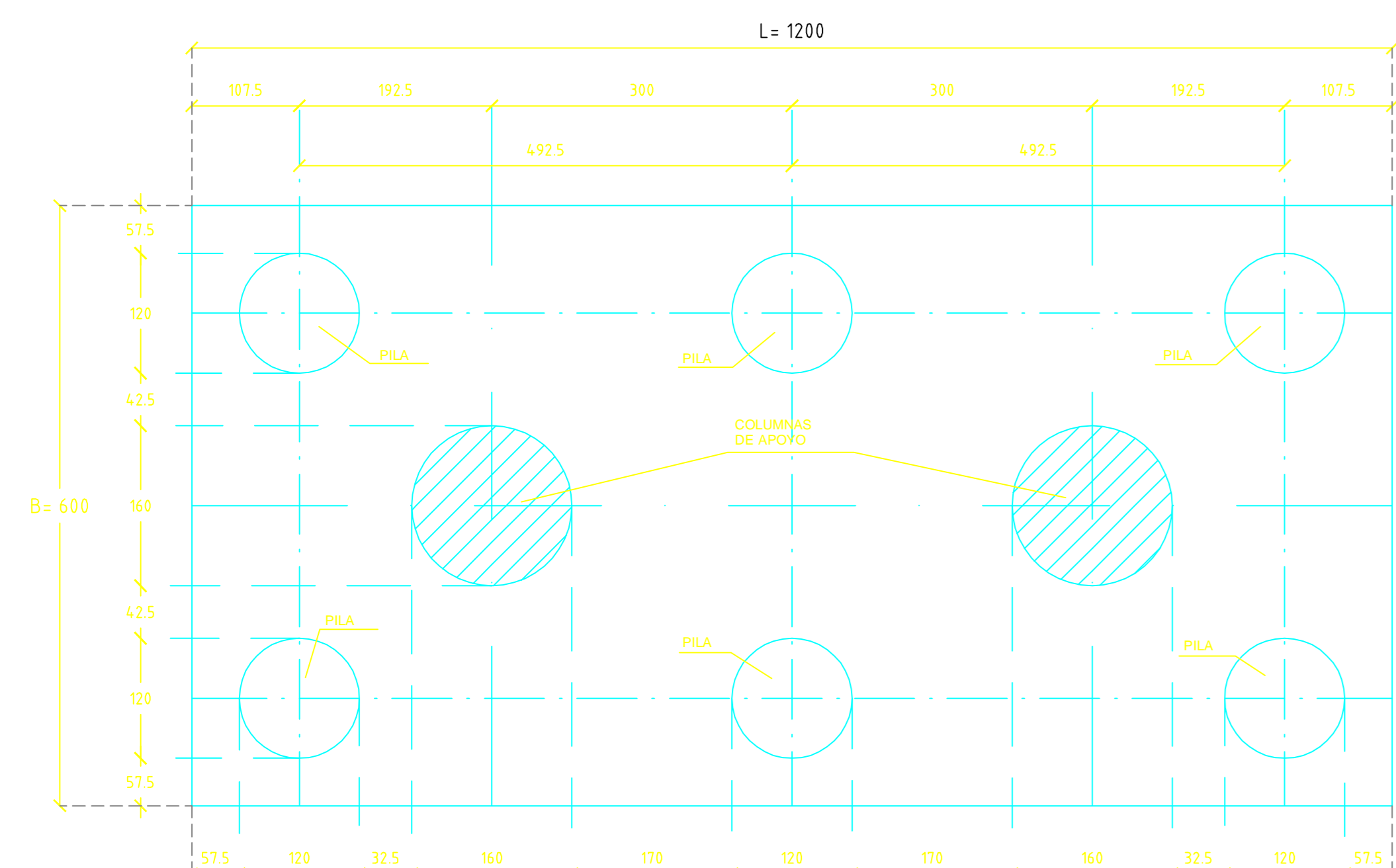
H. AYUNTAMIENTO DE TLALNEPANTLA DE BAZ

2000	PRESIDENTE MUNICIPAL CONSTITUCIONAL
DIRECCION DE DESARROLLO URBANO Y OBRAS PUBLICAS	

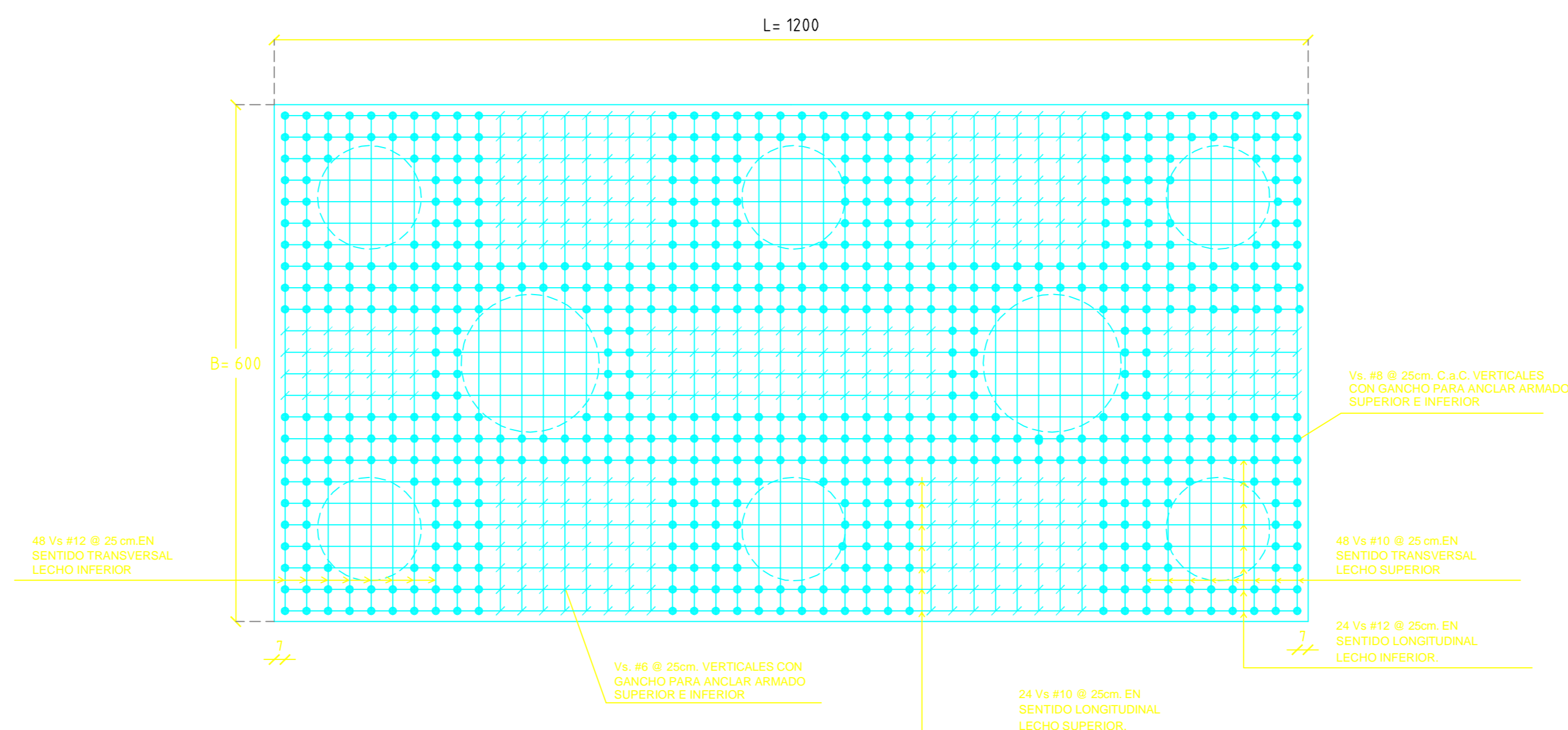
OBRA: DISTRIBUIDOR VIAL AV. AQUILES SERDAN, CALZ. LAS ARMAS, AV. DE LAS CULTURAS Y AV. LOPEZ MATEOS	PLANO No.
PLANO: PLANO ESTRUCTURAL AMPLIACION DE ZAPATA TIPO 1 PARA APOYO NUMERO 33	E-01A
UBICACION: AV. AQUILES SERDAN, CALZ. LAS ARMAS, AV. DE LAS CULTURAS Y AV. LOPEZ MATEOS	ACOT.: CMS

REV.	REVISOR	PROY.	FECHA DE REGION	DESCRIPCION

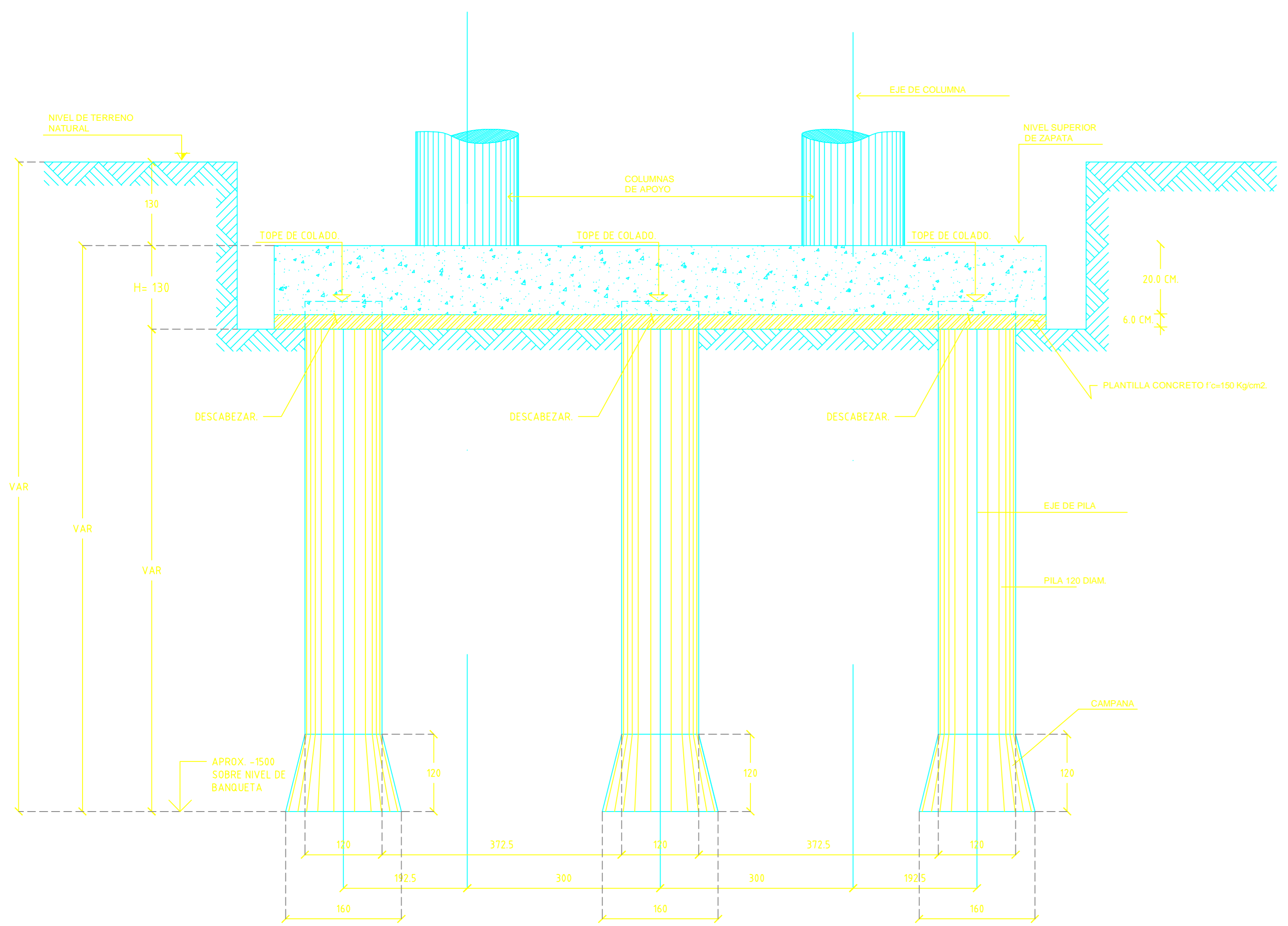
VOGENCIA:	FECHA: 08/FEBRERO/2010
	DIBUJO:
	ESCALA: 1:50
	ARCHIVO: E-01.DWG



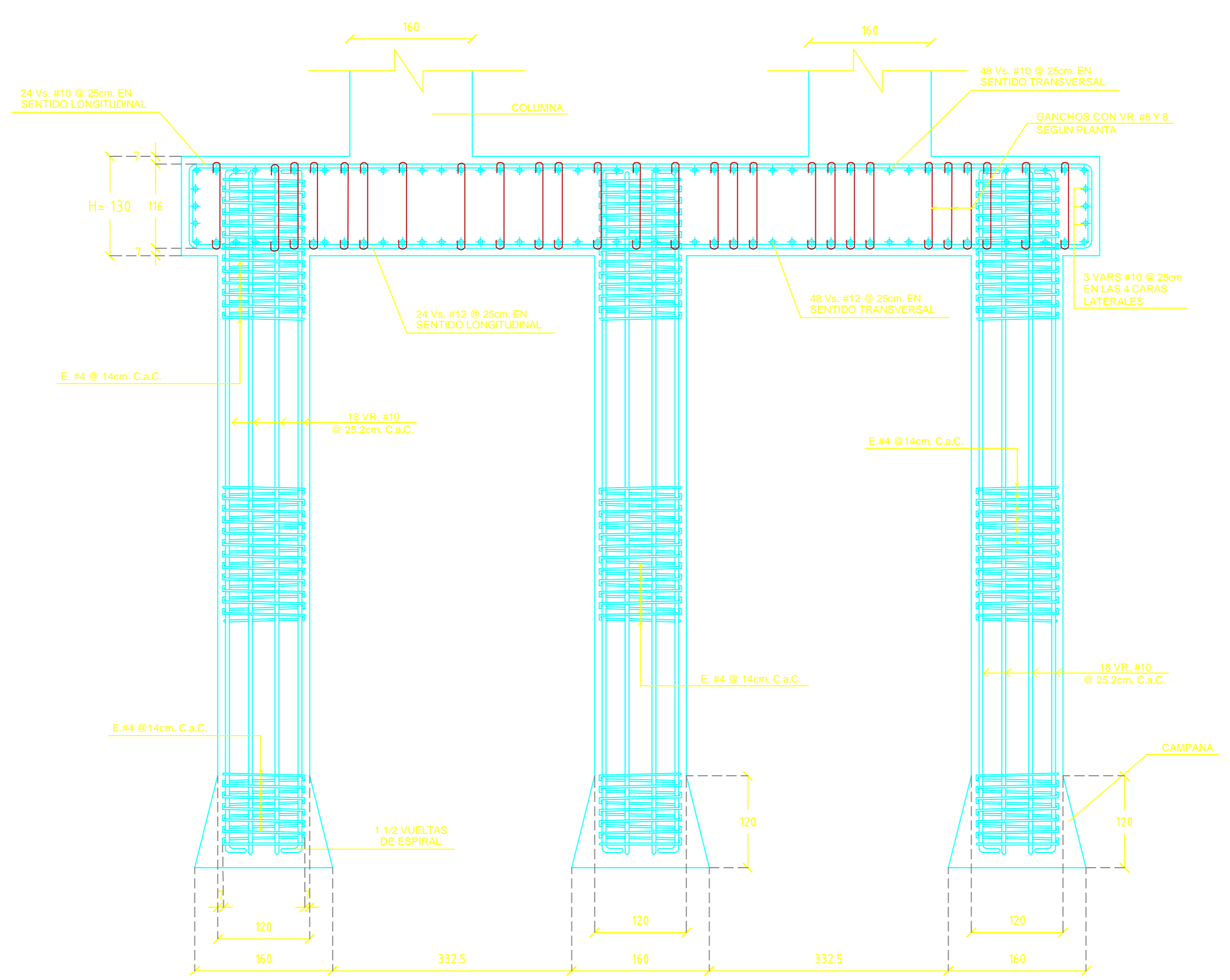
PLANTA ZAPATA TIPO 2
ESC: 1:50 ACOT: cms.



PLANTA ARMADO DE ZAPATA TIPO 2
ESC: 1:50 ACOT: cms.



ALZADO ZAPATA TIPO 2
ESC: 1:50 ACOT: cms.



ALZADO ARMADO DE PILAS TIPO 3
ESC: 1:50 ACOT: cms.

ACERO DE REFUERZO EN PILAS TIPO 1 (SIN CAMPANA)				
RAMA	No. DE APOYO	#4 Kg	#10 Kg	VOLUMEN DE CONCRETO M3
20	Z1-E3, Z1-E4, Z1-E5, Z1-E6, Z1-E7	8,506.4	50,146.1	266.02
SUB-TOTAL		58,652.5		664.83 M3

ACERO DE REFUERZO EN PILAS TIPO 2 (SIN CAMPANA)				
RAMA	Nº DE APOYO	#4 Kg	#10 Kg	VOLUMEN DE CONCRETO M3
20	Z7, Z8, Z9, Z0 Y Z1	18,201.1	59,697.8	692.72
SUB-TOTAL		77,898.90 Kg		692.72 M3

ACERO DE REFUERZO EN PILAS TIPO 3 (CON CAMPANA) (1.20mts)				
RAMA	Nº DE APOYO	#4 Kg	#10 Kg	VOLUMEN DE CONCRETO M3
20	Z2, Z3, Z4, Z5 Y Z6	7,800.50	25,584.70	317.57
30	Z4	1,560.10	5,116.90	63.51
50	Z0, Z1 Y Z2	4,680.30	15,350.80	190.54
SUMATORIA		24,040.90	81,052.40	
SUB-TOTAL		106,832.60 Kg		1,016.21 M3

ACERO DE REFUERZO EN PILAS TIPO 3 (CON CAMPANA) (1.95mts)				
RAMA	Nº DE APOYO	#4 Kg	#10 Kg	VOLUMEN DE CONCRETO M3
20	Z2	1,560.10	6,822.60	84.68
SUMATORIA		9,360.60	40,935.60	
SUB-TOTAL		50,296.20 Kg		508.08 M3

ACERO DE REFUERZO	
TOTAL PILAS	293,680.20 Kg
CONCRETO	
TOTAL PILAS	2,483.03 M3

ACERO DE REFUERZO ESTRIBOS							
RAMA	ESTRIBO No.	#6 Kg	#8 Kg	#10 Kg	#12 Kg	VOLUMEN DE CONCRETO M3	
20	E3	10,510.00	902.00	769.00	1,439.00	32.08	
20	E4	10,510.00	902.00	769.00	1,439.00	26.16	
30	E5	9,482.00	815.00	694.00	1,299.00	29.19	
50	E6	11,218.00	964.00	822.00	1,536.00	44.62	
20	E7	6,492.00	736.00	1,696.00	1,714.00	6.40	
SUMATORIA=		69,232.00	6,123.00	6,288.00	10,305.00		
TOTAL DE ACERO				91,948.00 Kg	TOTAL DE CONCRETO		196.77 M3

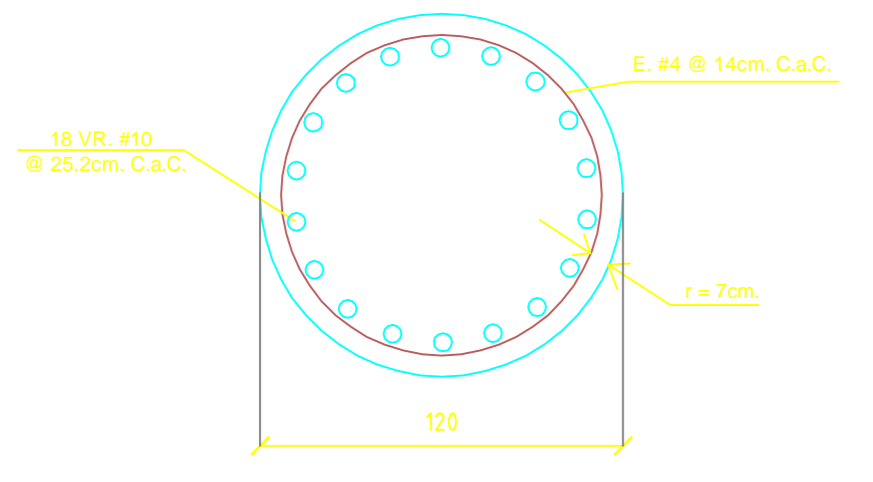
ACERO DE REFUERZO EN ZAPATA Z1						
RAMA	APOYO No.	#6 Kg	#8 Kg	#10 Kg	#12 Kg	VOLUMEN DE CONCRETO M3
20	E3	1,436.00	4,966.00	4,623.00	6,785.00	108.58
20	E4	1,436.00	4,966.00	4,623.00	6,785.00	108.58
20	E7	1,296.00	4,483.00	4,174.00	6,125.00	98.02
30	E5	1,533.00	5,301.00	4,935.00	7,242.00	115.89
50	E6	1,436.00	4,966.00	4,623.00	6,785.00	108.58
SUMATORIA=		10,009.00	34,614.00	32,224.00	47,292.00	
SUB-TOTAL				124,139.00 Kg	756.81 M3	

ACERO DE REFUERZO EN ZAPATA Z2						
RAMA	APOYO No.	#6 Kg	#8 Kg	#10 Kg	#12 Kg	VOLUMEN DE CONCRETO M3
20	Z2, Z3, Z4, Z5 Y Z6	5,975.00	23,115.00	19,540.00	28,700.00	468.30
30	Z4	1,195.00	4,623.00	3,908.00	5,740.00	93.66
50	Z0, Z1 Y Z2	3,585.00	13,869.00	11,724.00	17,220.00	280.62
SUMATORIA=		19,120.00	73,968.00	62,528.00	91,840.00	
SUB-TOTAL				247,456.00 Kg	1,497.78 M3	

RAMA 20					
ZAPATA TIPO	No. APOYO	DIMENSIONES			COTAS NIVEL SUPERIOR DE ZAPATA
		B	L	H	
Z2	22	600.0	1200	130.0	94.68 m
Z2	23	600.0	1200	130.0	94.700 m
Z2	24	600.0	1200	130.0	94.707 m
Z2	25	600.0	1200	130.0	94.712 m
Z2	26	600.0	1200	130.0	94.717 m

RAMA 30					
ZAPATA TIPO	No. APOYO	DIMENSIONES			COTAS NIVEL SUPERIOR DE ZAPATA
		B	L	H	
Z2	34	600.0	1200	130.0	95.63 m

RAMA 50					
ZAPATA TIPO	No. APOYO	DIMENSIONES			COTAS NIVEL SUPERIOR DE ZAPATA
		B	L	H	
Z2	50	600.0	1200	130.0	93.75 m
Z2	51	600.0	1200	130.0	94.070 m
Z2	52	600.0	1200	130.0	94.456 m

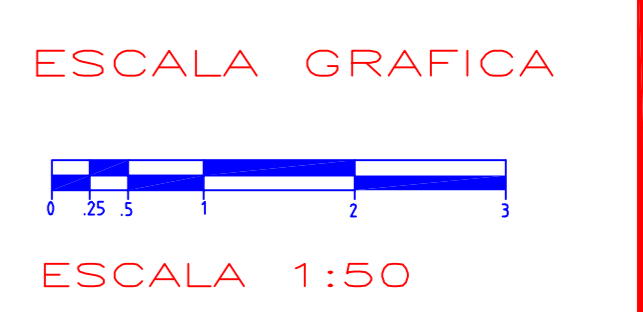


ARMADO DE PILAS TIPO 3 PARA ZAPATAS TIPO 2 SIN / ESC. ACOT: cms.

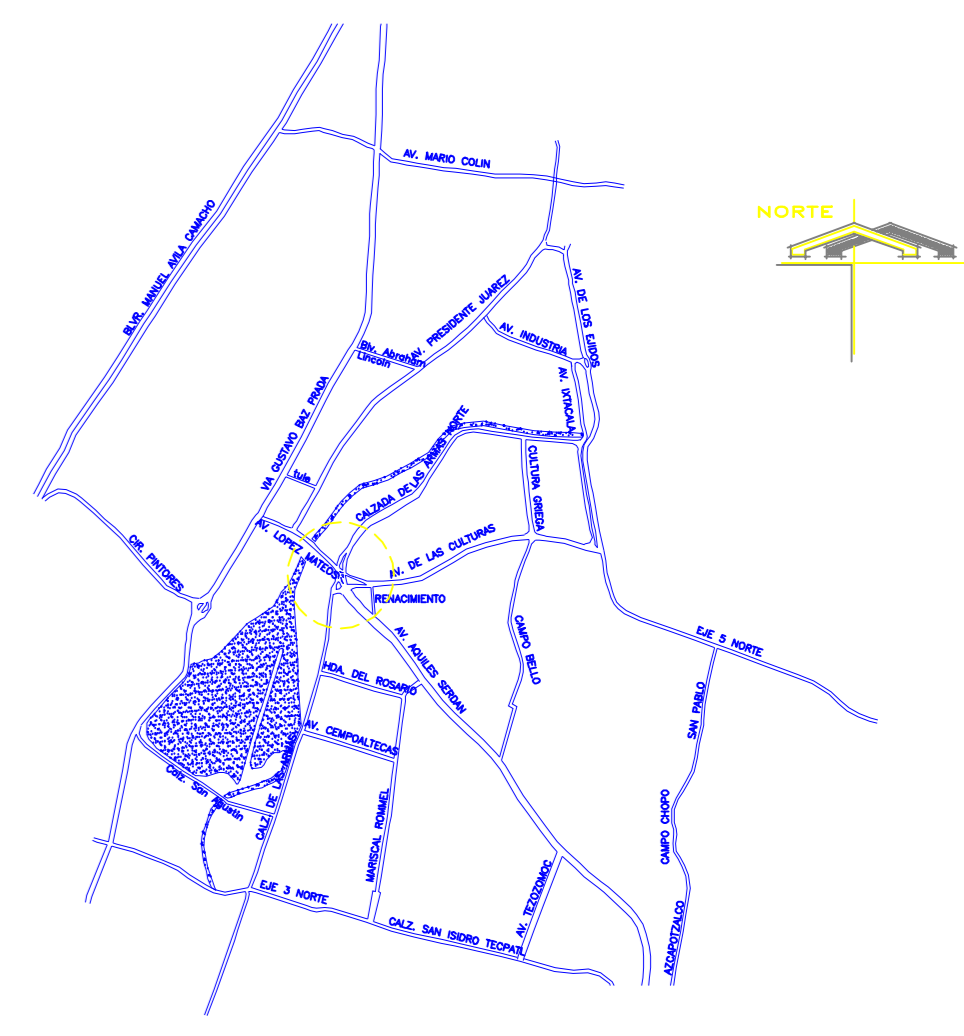
NOTA:
LOS PERFILES ESTRATIGRAFICOS DEL ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS, SEÑALAN LA CAPACIDAD EN LAS PROFUNDIDADES RELATIVAS ENTRE 12.00 Y 14.00 METROS DE PROFUNDIDAD, PARA EFECTOS DE COTIZACION, DEBERA DE CONSIDERARSE EN PERFORACION, UN MINIMO DE SUELOS, DE EMPUJOS EN LA CARA, LA CAL, DEBERA SER ANTICIPADA POR UN ESPECIALISTA EN MECANICA DE SUELOS, DURANTE EL PROCESO DE CONSTRUCCION, EN LA PARTE SUPERIOR DE LA PILA, Y DE LA COTA SEÑALADA EN EL PROYECTO, DE COLAR, UNA LONGITUD DE 20 CM. ADICIONALES PARA REALIZAR POSTERIORMENTE EL DESCABEZO.

NOTAS GENERALES

1. TODAS LAS DIMENSIONES ESTAN DADAS EN CENTIMETROS
2. COEFICIENTE DE REDUCCION DE BARRAS
3. LAS COTAS SIEMPRE AL DIBUJO NO TOMAR MEDIDAS A ESCALA
4. CONCRETO DE CUBRIMIENTO EN ZAPATAS Y ESTRIBOS DE ACUERDO A R.C.M.S.P.
5. MODULO ELASTICO DE E = 14000 N / CM²
6. REQUERIMIENTO MINIMO EN ESTADO FRESCO SUPERIOR A 2.2 TAPAS DE BARRAS DE 14 CM. DIAMETRO EN EL CUBRIMIENTO
7. EL REQUERIMIENTO MINIMO PARA PILES BOMBABLES EL CONCRETO SERA DE 14 CM. DIAMETRO EN LA CUBRIMIENTO
8. EL REQUERIMIENTO MINIMO EN PILAS Y ZAPATAS SERA DE 7 CM.
9. TODOS LOS JUNTOS DE CONJUNTO DE CONSTRUCCION SERAN DE ACABADO LISO Y DEBERAN PERMANECER HUNDIDAS DURANTE O HIERO PRECISO DEL CUBRIMIENTO
10. EL RESTO DE ESPECIFICACIONES PARA CIMENTACION, CUBRIMIENTO, ETC. DE TRABAJAR CONJUNTAMENTE CON EL PLANO R.C.M.S.P. 02/01/1998
11. TRABAJAR ESTE PLANO CONJUNTAMENTE CON EL PLANO R.C.M.S.P. 02/01/1998



CROQUIS DE LOCALIZACION



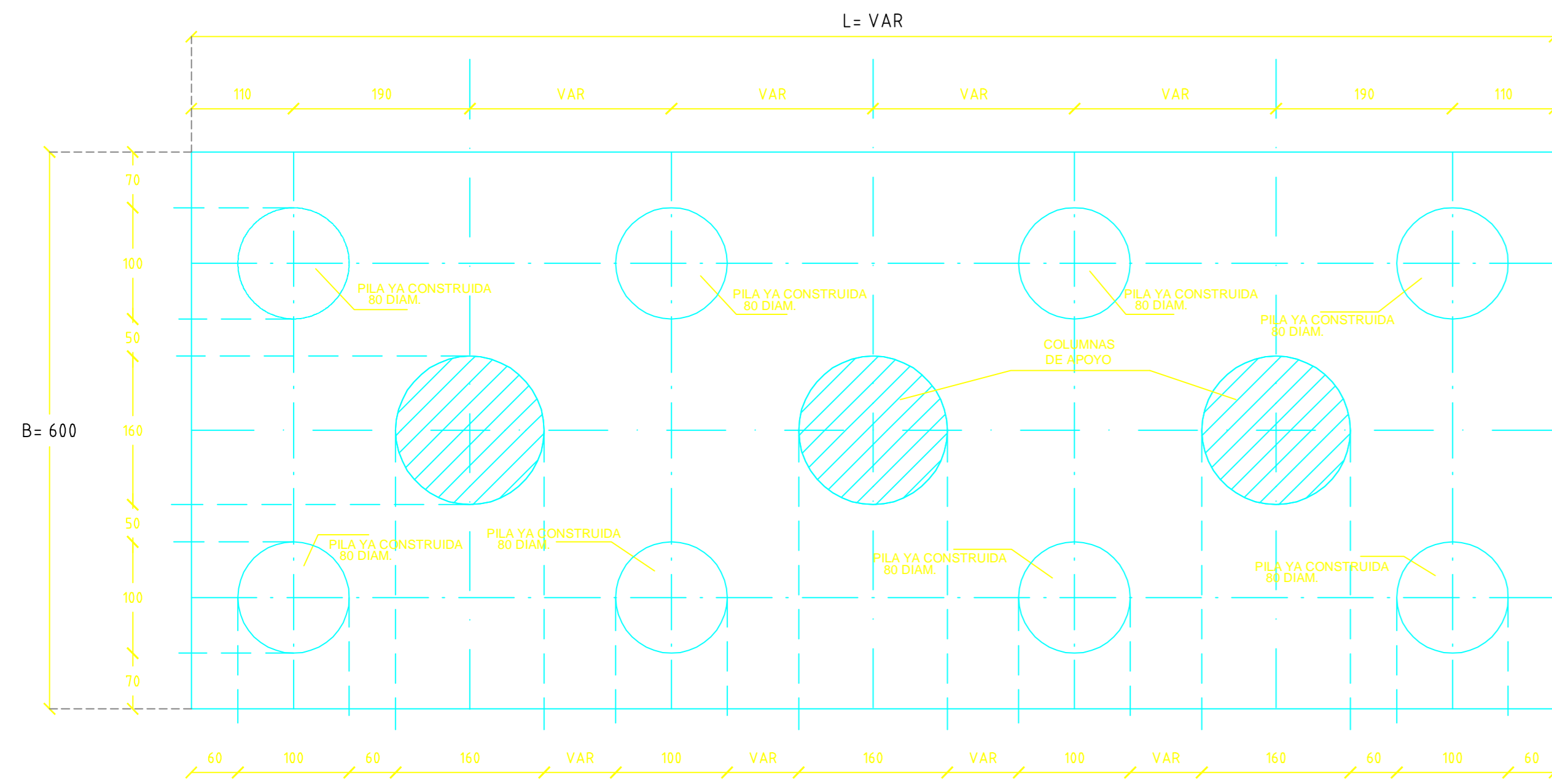
CIUDAD DE MEXICO
SECRETARIA DE OBRAS Y SERVICIOS
DIRECCION GENERAL DE OBRAS PUBLICAS
GOBIERNO DEL DISTRITO FEDERAL

SECRETARIO DE OBRAS Y SERVICIOS	SECRETARIO GENERAL DE OBRAS PUBLICAS	DIRECTOR GENERAL DE OBRAS PUBLICAS
DIRECTOR DE PROYECTOS Y VALUACION	DIRECTOR GENERAL DE PLANEACION Y PROYECTOR	DIRECTOR DE OBRAS DE INFRAESTRUCTURA
JEFE DE LA UNIDAD DEPARTAMENTAL DE PROYECTOS	REVISOR	SUBDIRECTOR DE OBRAS VALES
DELEGADO DEL GOBIERNO DEL D.F. EN ADOPTACION		

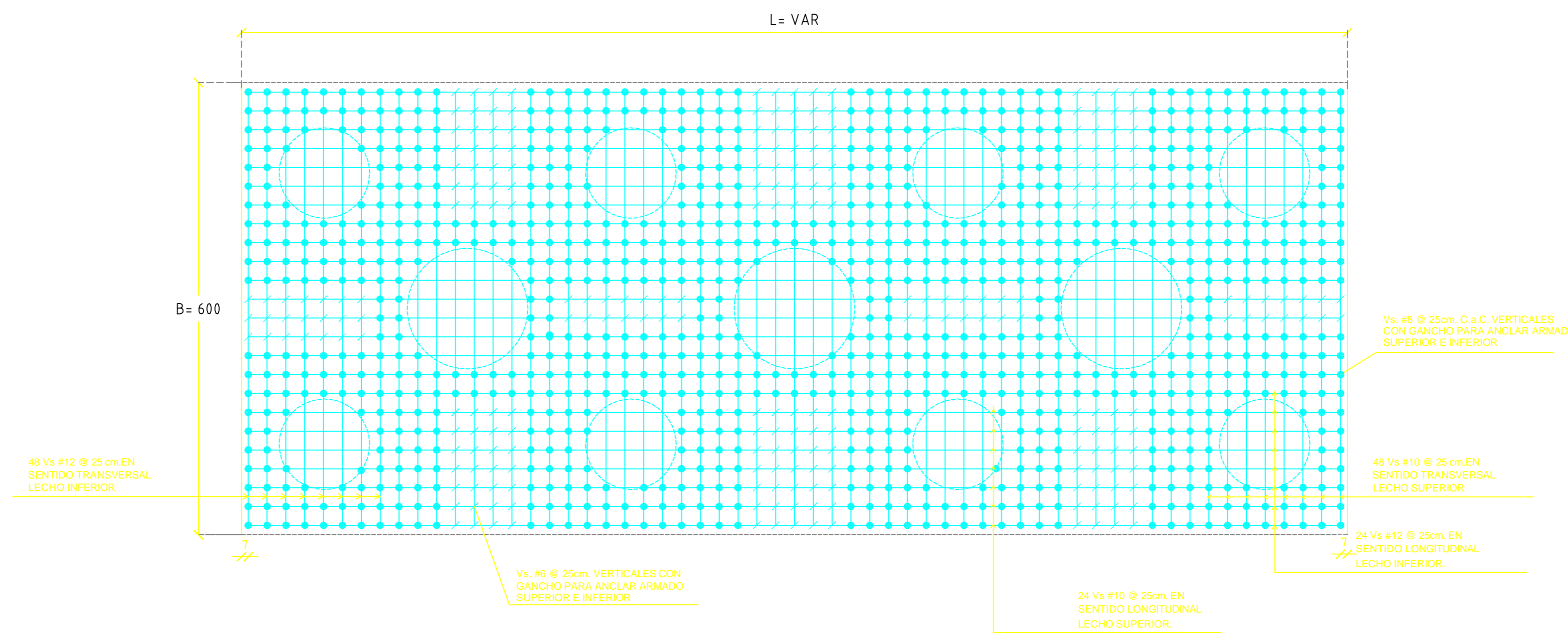
H. AYUNTAMIENTO DE TLALNEPANTLA DE BAZ

PRESIDENTE MUNICIPAL CONSTITUCIONAL	PLANO No.
DIRECCION DE DESARROLLO URBANO Y OBRAS PUBLICAS	E-02
OBRA: DISTRIBUIDOR VIAL AV. AGUILES SERDAN, CALZ. LAS ARMAS, AV. DE LAS CULTURAS Y AV. LOPEZ MATEOS	ACOT.: CMS.
PLANO: PLANO ESTRUCTURAL ZAPATA TIPO 2 Y PILAS DE CIMENTACION	
UBICACION: AV. AGUILES SERDAN, CALZ. LAS ARMAS, AV. DE LAS CULTURAS Y AV. LOPEZ MATEOS	

FECHA:	02/FEBRERO/2010
DIBUJO:	
ESCALA:	1 : 50
ARCHIVO:	E-02. DWG



PLANTA
ZAPATA TIPO 3
ESC: 1/50 ACOT: cms.

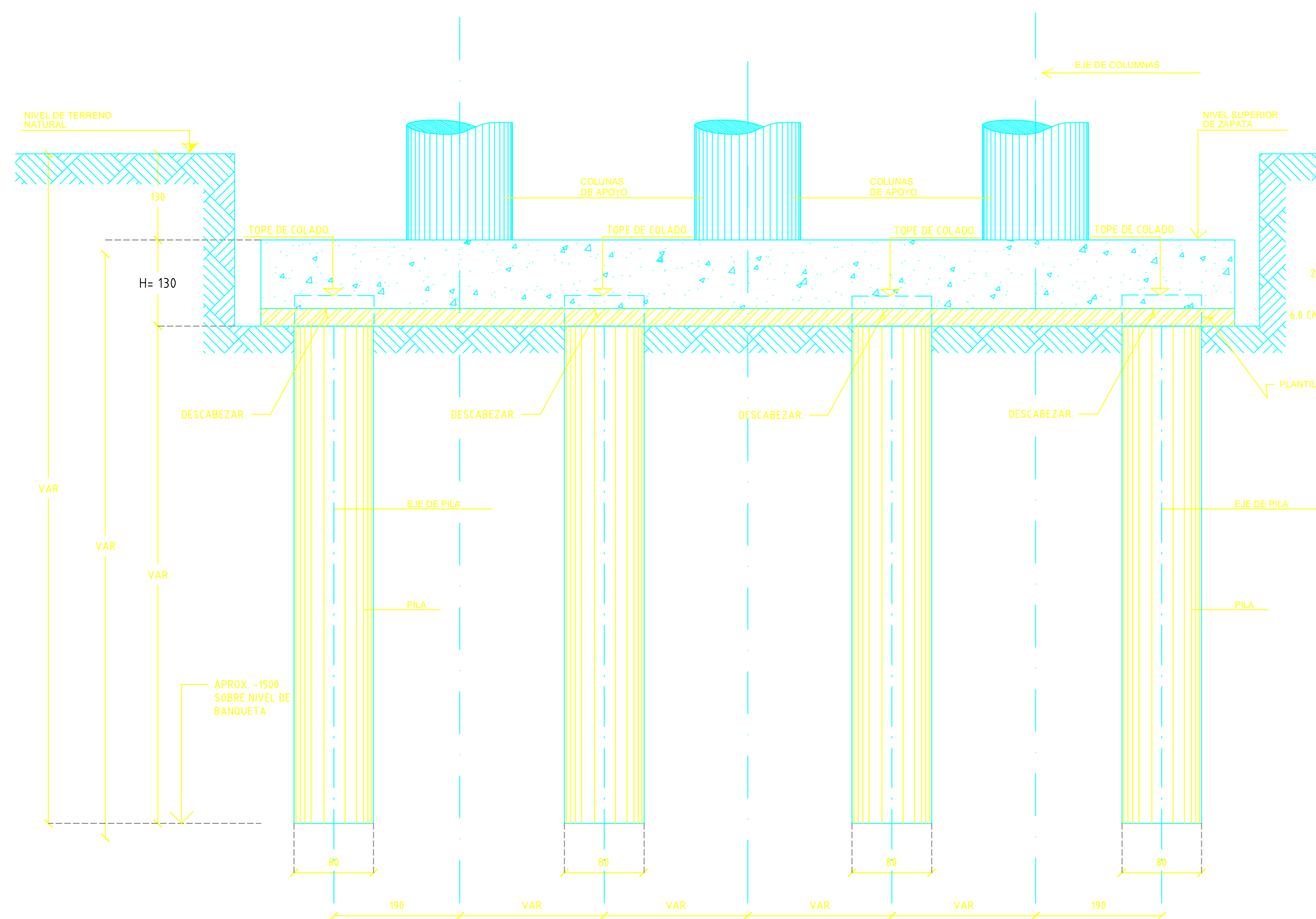


PLANTA
ARMADO DE ZAPATA TIPO 3
ESC: 1/50 ACOT: cms.

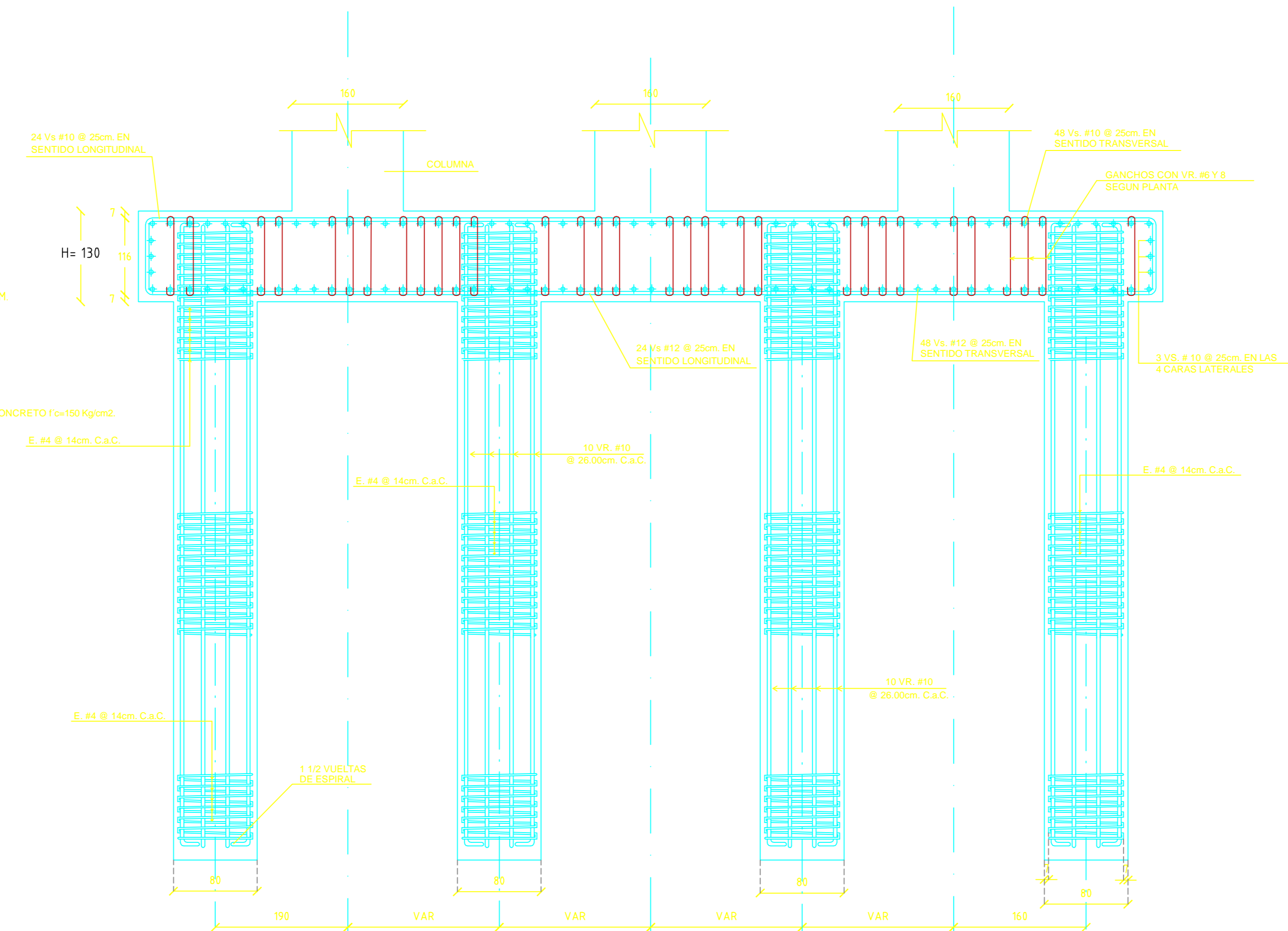
ZAPATA TIPO	No. APOYO	DIMENSIONES			COTAS NIVEL SUPERIOR DE ZAPATA
		B	L	H	
Z-03	32	600.0	1800.0	130.0	96.072 m

NOTAS GENERALES

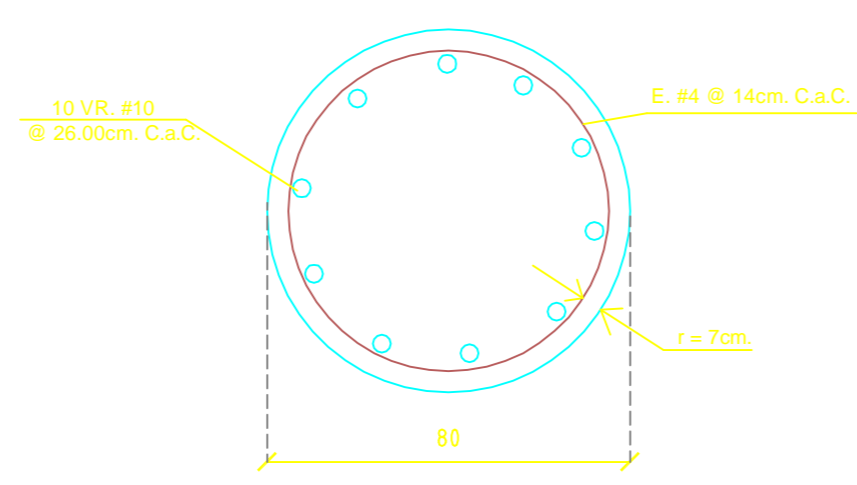
1. TODAS LAS DIMENSIONES ESTAN DADAS EN CENTIMETROS EXCEPTO DONDE SE INDICA OTRA UNIDAD.
2. LAS COTAS EN EL DISEÑO NO DEBEN MEDIRSE A ESCALA.
3. CONCRETO: $f_c = 20 \text{ kg/cm}^2$ EN PILAS Y $f_c = 100 \text{ kg/cm}^2$ EN ZAPATAS CLASE I. ESTRUCTURAL. RESISTENCIA CARBONATA: MÓDULO DE ELASTICIDAD $E = 14000 \text{ Kg/cm}^2$.
4. REFINIAMIENTO ANTES DE ADITIVOS Y FLUIDIZANTES EN MÁXIMO 0.5% DEL VOLUMEN DE CONCRETO EN ESTADO FRESCO SUPERIOR A 2.2 MPa.
5. EL REFINIAMIENTO MÁXIMO PARA BOMBEO DE CONCRETO DEBE SER DE 14 cm. DEBE DE LA APLICACIÓN DE FLUIDIZANTE DE ACUERDO A ESPECIFICACIONES DEL FABRICANTE.
6. ACERO DE REFUERZO: $F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ GRADO DURO.
7. EL ACERO DEBEN SER AL AMPO ELECTRODIFUSO TRIANGULAR ELECTRODIFUSO 2000.
8. LOS TRABAJOS DE ACEROS SE TRABAJARÁN DE ACUERDO AL PLANO ESP-01.
9. EL REFINIAMIENTO MÁXIMO EN PILAS Y ZAPATAS SERÁ DE 14 cm. TODAS LAS JUNTAS DE COLADO O DE CONSTRUCCIÓN SERÁN DE ACABADO FRESCO Y DEBEN FORMARSE EN HORAS DURANTE 24 HORAS PREVIO AL NIVEL COLADO.
10. EL REBETE DE ESPECIFICACIONES PARA COLUMNAS, COLADOS, ETC. SE TRABAJARÁN CONJUNTAMENTE CON PLANO ESP-01.
11. TRABAJAR ESTE PLANO CONJUNTAMENTE CON EL PLANO DG-07, DG-08 Y DG-09.



ALZADO
ZAPATA TIPO 3
ESC: 1/50 ACOT: cms.



ALZADO
ARMADO DE PILAS TIPO 3
ESC: 1/50 ACOT: cms.



ARMADO DE PILAS TIPO 3
PARA ZAPATAS TIPO 3
SIN/ESC. ACOT: cms.

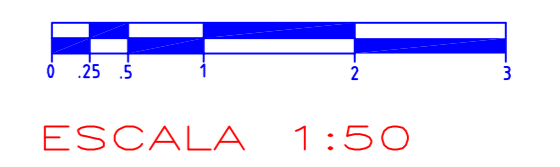
ACERO DE REFUERZO EN ZAPATAS Z-3

RAMA	APOYO No.	#6 Kg	#8 Kg	#10 Kg	#12 Kg	VOLUMEN DE CONCRETO M3
Z-03	32	1,934.00	6,685.00	8,266.00	9,179.00	151.16
SUMATORIA=		1,934.00	6,685.00	8,266.00	9,179.00	
SUB-TOTAL						124,064.00 Kg / 151.16 M3

NOTAS

- TODAS LAS PILAS DEBERAN DESPLANTARSE EMPOTRANDO 60 cm. MÍNIMO EN LA CAPA RESISTENTE QUE SE INDICA EN EL ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS DE TECNOLOGÍAS S.A. Y QUE SE ENCUENTRA A UNA PROFUNDIDAD PROM. DE 13.00 m.
- EN EL ESTUDIO MENCIONADO NO SE ENCONTRÓ NIVEL FREÁTICO, POR LO QUE NO SE CONSIDERA LA UTILIZACIÓN DE ACEROS HERRAJADOS DE ORIGEN LOCAL.
- TODA LA FABRICACIÓN DE PILAS DEBERÁ SUJETARSE A LAS ESPECIFICACIONES Y RECOMENDACIONES DE SERVICIO DEL DISTRITO FEDERAL Y AL MANUAL DE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE PILAS DE LA SOCIEDAD MEXICANA DE MECÁNICA DE SUELOS.
- DESPUES DEL COLADO DE LAS PILAS SE DEBERÁ DESCABEZAR 20 cm. EL CONCRETO PARA QUE SE ANCLE CON EL COLADO DE CIMENTACIÓN.
- LA PERFORACIÓN NO NECESARIAMENTE DEBE DAR LA AUSIENCIA DEL NIVEL DE AGUA FREÁTICA EN LA PILA, PERO DEBERÁ VERIFICARSE EN EL SITIO OBRERA YA QUE PODRÁ REQUERIRSE EL ACEROS FLUIDO PARA LUBRICAR LA HERRAMIENTA ROTATORIA DE CORTE.
- DEBERÁ COLARSE CADA PERFORACIÓN ABIERTA NO SIENDO CONVENIENTE DEJARLAS MÁS DE 24 HORAS.
- SE UTILIZARÁN HERRAMIENTAS DE CONCRETO (POLLOS), PARA DAR Y GARANTIZAR EL RECURRIMIENTO AL ACERO DE REFUERZO, EVITANDO QUE ESTE SE PEGUE A LA PARED DE LA CIMENTACIÓN.
- PARA EL COLADO DEBERÁ UTILIZARSE TUBERÍA TREME, EVITANDO ASÍ LA SEGREGACIÓN DEL CONCRETO Y LA CADA LIBRE AL FONDO DE LA PERFORACIÓN PREVIA.
- SE ACOPLARÁ UNA TOLVA A LA TUBERÍA TREME.
- ANTES DE VERTER EL CONCRETO SE USARÁ UN TAPON DESLIZANTE (DAPLO).
- AL INICIAR EL COLADO EL EXTREMO INFERIOR DE LA TUBERÍA DEBE ESTAR LIBERAMENTE ABIERTA DEL FONDO DE LA PERFORACIÓN POR LAS 24 HORAS DE CEMENTACIÓN. PARA EL REBETE A LA SALIDA DEL TAPÓN Y DEL PRIMER VOLUMEN DEL CONCRETO DESPUES DE ELLO Y DURANTE TODO EL COLADO EL EXTREMO INFERIOR DE LA TUBERÍA DEBERÁ PERMANECER SIEMPRE EMBEBIDO EN EL CONCRETO FRESCO, PARA CUALquier caso NECESARIO SE VA A RECOMENDAR EL USO DE UN TUBO DE CONCRETO EVITANDO ASÍ QUE LA TUBERÍA QUEDA FUERA DEL CONCRETO.
- EL COLADO DEBE SER CONTINUO PARA EVITAR SEGREGACIONES Y QUE EL CONCRETO NO SE FRAGUE. EL CONCRETO BOMBEEADO SERÁ SERA HOMOGÉNEO Y CON EL MISMO REFINIAMIENTO.
- SE DEBERÁ CONTAR CON UN APOYO TOPOGRAFICO Y LABORATORIO DE CONTROL DE CALIDAD DE LOS MATERIALES APLICADOS, ASÍ COMO LA SUPERVISIÓN DE UN INGENIERO ESPECIALISTA DE MECÁNICA DE SUELOS Y CIMENTACIONES.
- EL REFINIAMIENTO DEL CONCRETO ADMINISTRADO POR EL FABRICANTE SERÁ DE 0.5% O 0.7% PARA ACEPTACIÓN EN OBRERA. PREVIO AL INICIAR DEL CONCRETO, PREPARACIÓN DEL TUBO TREME, SE INCLUIRÁ ADITIVO SUPER FLUIDIZANTE, EN PROPORCIÓN APROX. DE 1.0% PARA DEPENDIENDO DE LA MARCA DEL FLUIDIZANTE UTILIZADO PARA INCREMENTAR EL REFINIAMIENTO DEL CONCRETO A 16 cm²/m³.

ESCALA GRAFICA



CROQUIS DE LOCALIZACION



CIUDAD DE MEXICO

SECRETARIA DE OBRAS Y SERVICIOS
DIRECCION GENERAL DE OBRAS PUBLICAS
GOBIERNO DEL DISTRITO FEDERAL CIUDAD DE MEXICO

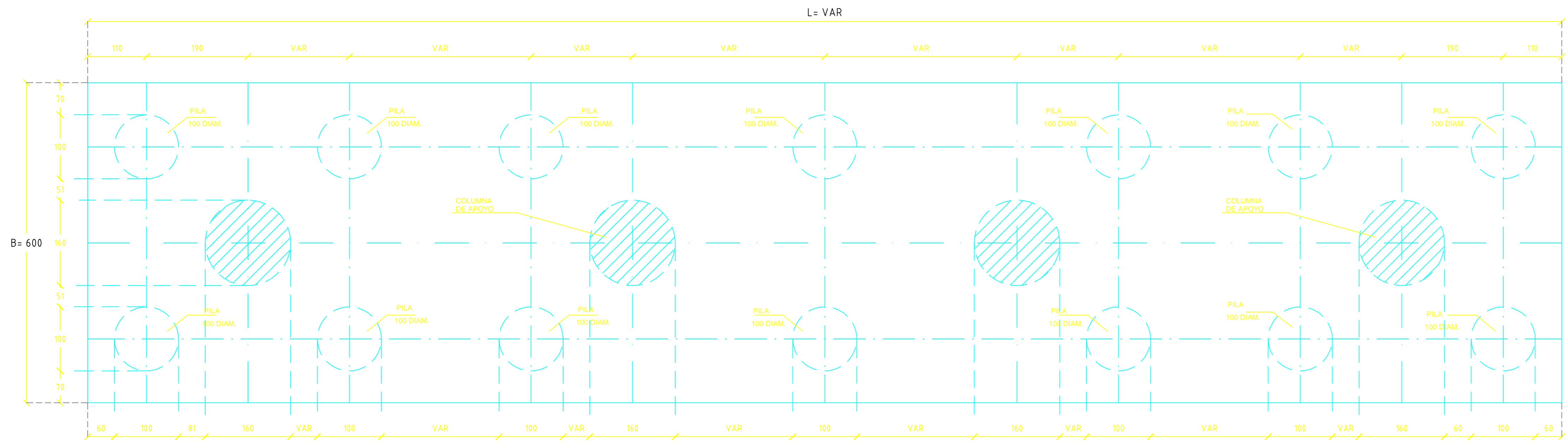
GOBIERNO DEL DISTRITO FEDERAL	SECRETARIO GENERAL DE OBRAS PUBLICAS
DIRECTOR GENERAL DE OBRAS PUBLICAS	DIRECTOR GENERAL DE OBRAS PUBLICAS
SECRETARIO DE TRANSPORTES Y VIALIDAD	DIRECTOR GENERAL DE PLANEACION Y PROYECTOR
DIRECTOR DE OBRAS DE INFRAESTRUCTURA	SUBDIRECTOR DE OBRAS VALES
JEFE DE LA UNIDAD DEPARTAMENTAL DE PROYECTOS	REVISOR
DELEGADO DEL GOBIERNO DEL D.F. EN ADOLESCENCIA	

H. AYUNTAMIENTO DE TLALNEPANTLA DE BAZ

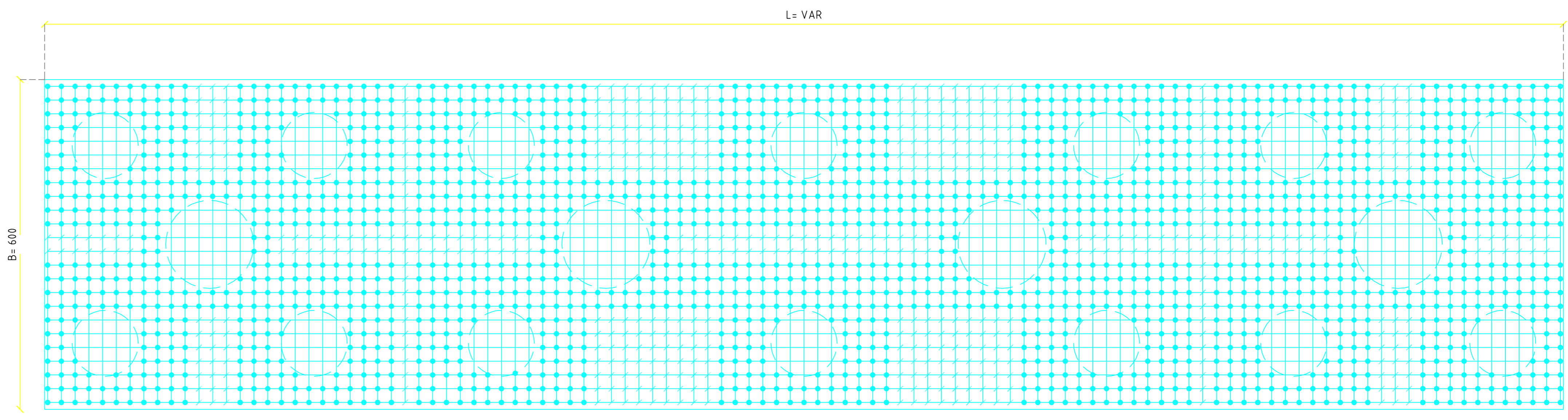
PRESIDENTE MUNICIPAL CONSTITUCIONAL
DIRECCION DE DESARROLLO URBANO Y OBRAS PUBLICAS

OBRA: DISTRIBUIDOR VIAL AV. AQUILES SERDAN, CALZ. LAS ARMAS, AV. DE LAS CULTURAS Y AV. LOPEZ MATEOS	PLANO No. E-03
PLANO: PLANO ESTRUCTURAL ZAPATAS TIPO 3 Y PILAS DE CIMENTACION	ACOT.: CMS.
UBICACION: AV. AQUILES SERDAN, CALZ. LAS ARMAS, AV. DE LAS CULTURAS Y AV. LOPEZ MATEOS	

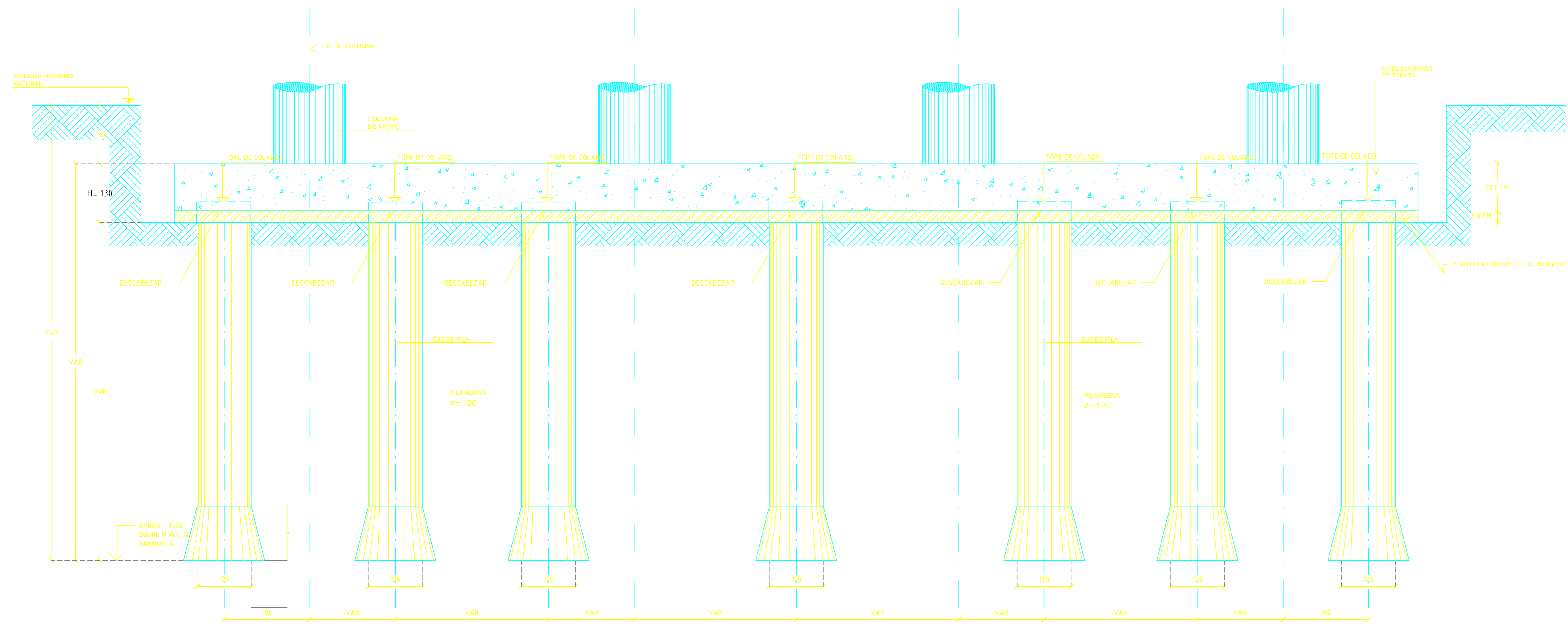
FECHA: 02/FEBRERO/2010
ESCALA: 1 : 50
ARCHIVO: E-03, DWG



PLANTA
ZAPATA TIPO 4
ESC: 1:50 ACOT: cms.



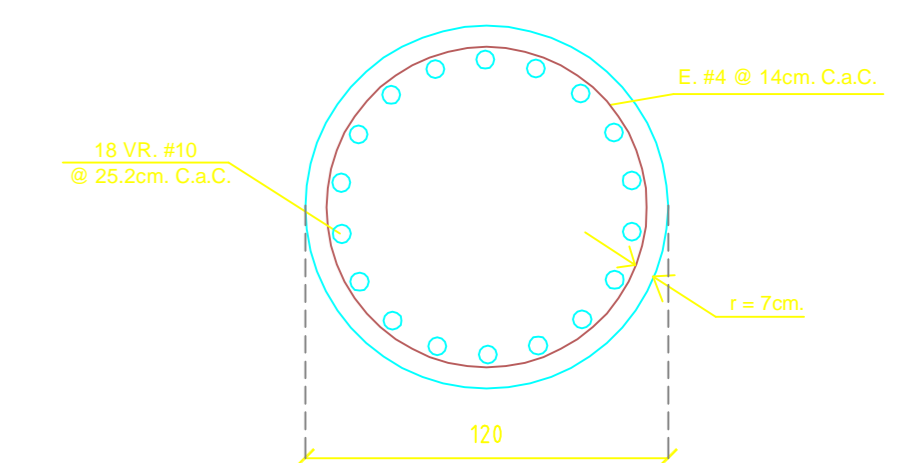
PLANTA
ARMADO DE ZAPATA TIPO 4
ESC: 1:50 ACOT: cms.



ALZADO
ZAPATA TIPO 4(EN PILAS 27,28,29 (CON CAMPANA)
ESC: 1:50 ACOT: cms.

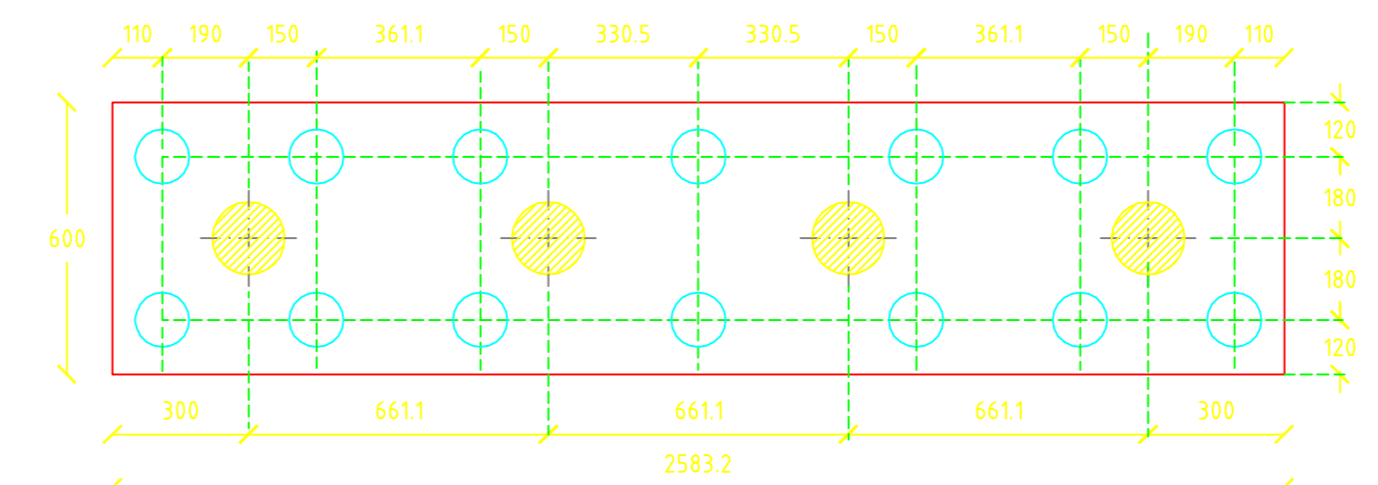
Tabla de ZAPATAS TIPO Z-4

ZAPATA TIPO	No. APOYO	B	L	H	COTAS NIVEL SUPERIOR DE ZAPATA
Z-4-27	27	600.0	2582.2	130.0	94.782 m
Z-4-28	28	600.0	2562.9	130.0	94.819 m
Z-4-29	29	600.0	2760.9	130.0	95.146 m

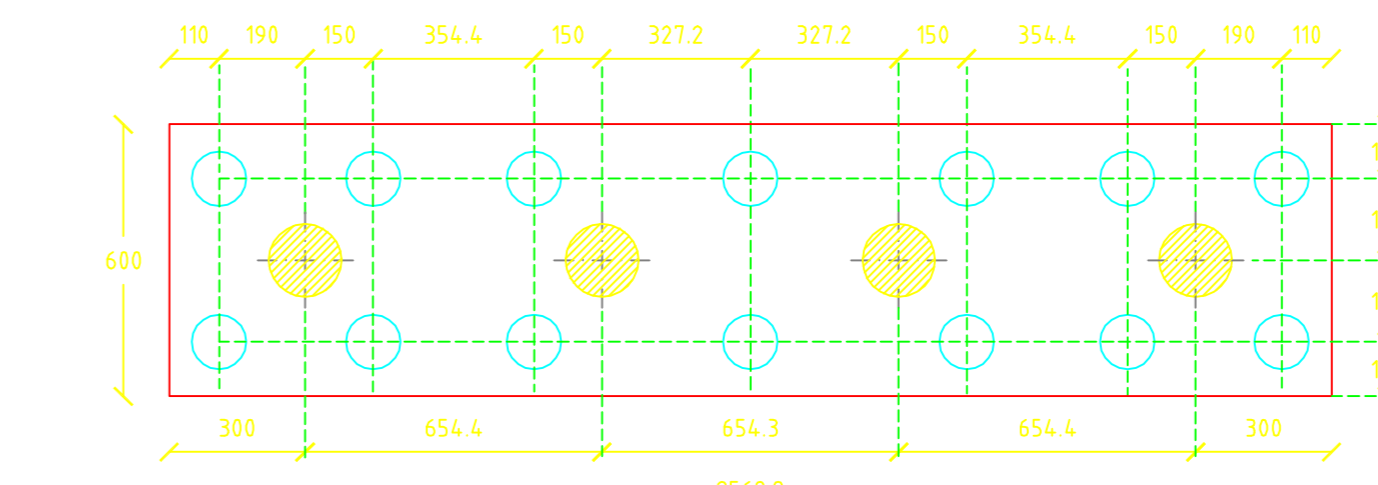


ARMADO DE PILAS NUEVAS TIPO 2
PARA ZAPATAS TIPO 4
SIN / ESC. ACOT: cms.

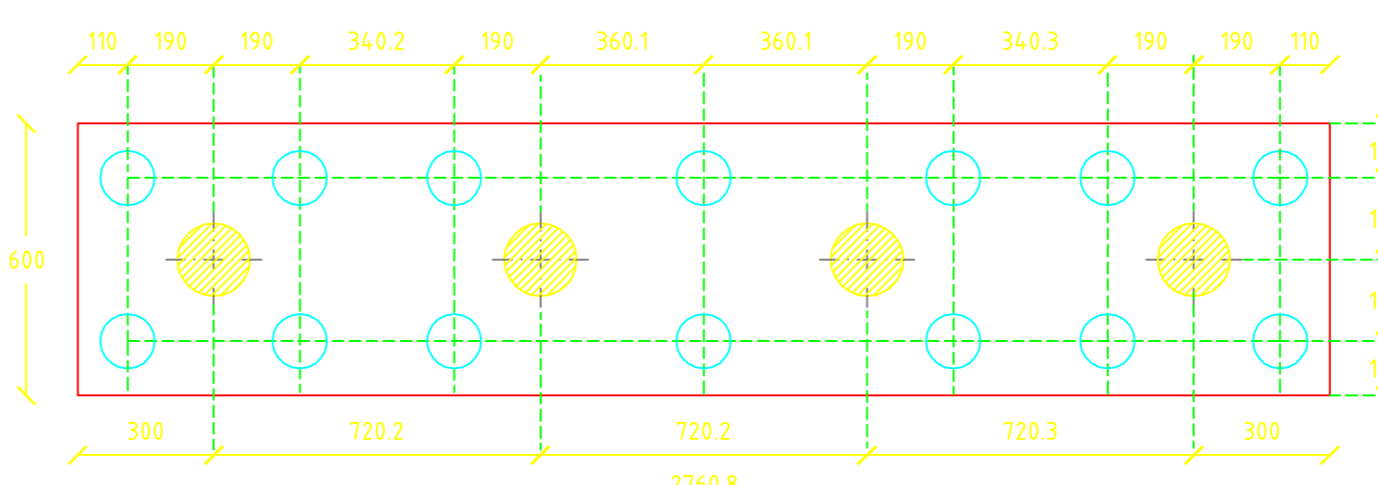
NOTA:
LOS PERFILES ESTRAFILOGRAFICOS DEL ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS, SEÑALAN LA CAPACIDAD EN LAS PROFUNDIDADES RELATIVAS ENTRE 20 CM Y 30 METROS DE PROFUNDIDAD. PARA EFECTOS DE COTIZACION, DEBERA CONSERVARSE DE PERFORACION, UN MÍNIMO DE 50 CM DE ESPESOR EN LA CAPA LA CUAL DEBERA SER REFORZADA POR UN ESPECIISTA EN MECANICA DE SUELOS, DURANTE EL PROCESO DE CONSTRUCCION, EN LA PARTE SUPERIOR DE LA PILA Y DE LA COTA SEÑALADA EN EL PROYECTO SE COLARA UNA LONGITUD DE 30 CMSE ADICIONALES PARA REALIZAR POSTERIORMENTE EL DESCABEZAR.



Z-4-27(PILAS CON CAMPANA)
SIN ESCALA

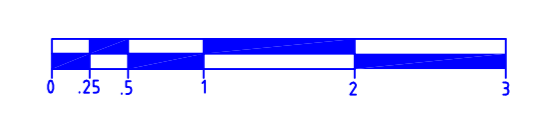


Z-4-28(PILAS CON CAMPANA)
SIN ESCALA



Z-4-29(PILAS CON CAMPANA)
SIN ESCALA

ESCALA GRAFICA



ESCALA 1:50

CROQUIS DE LOCALIZACION



CIUDAD DE MEXICO

SECRETARIA DE OBRAS Y SERVICIOS
DIRECCION GENERAL DE OBRAS PUBLICAS
GOBIERNO DEL DISTRITO FEDERAL

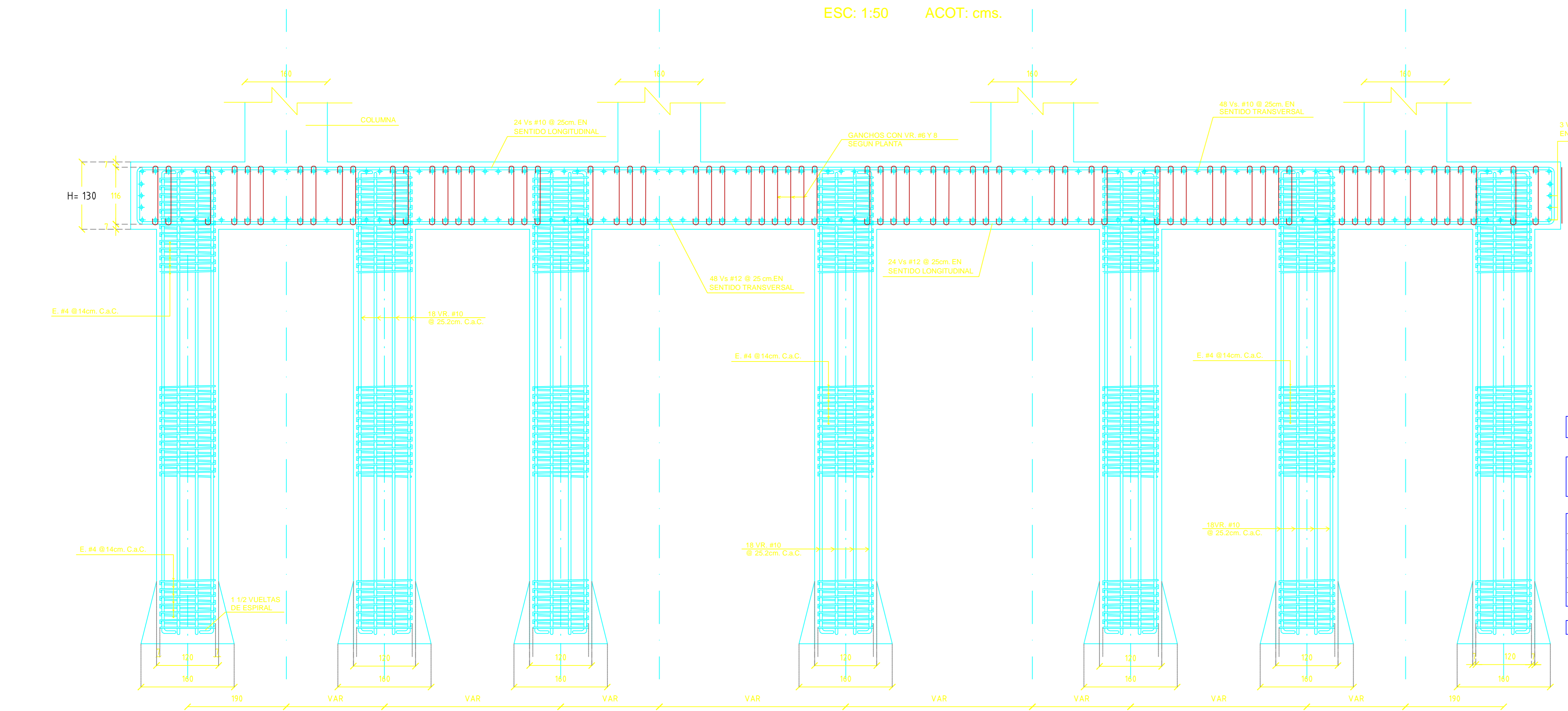
GOBIERNO	DEL	DISTRITO	FEDERAL
SECRETARIO	GENERAL	DE OBRAS	PUBLICAS
DIRECTOR	GENERAL	DE OBRAS	PUBLICAS
SECRETARIO DE TRANSPORTES Y VIALIDAD	DIRECTOR GENERAL DE PLANEACION Y PROYECTOR		
DIRECTOR DE OBRAS DE INFRAESTRUCTURA		SUBDIRECTOR DE OBRAS VALES	
JEFE DE LA UNIDAD DEPARTAMENTAL DE PROYECTOS		REVISOR	
DELEGADO DEL GOBIERNO DEL D.F. EN ADOPTATIVO			

H. AYUNTAMIENTO DE TLALNEPANTLA DE BAZ

2000
PRESIDENTE MUNICIPAL CONSTITUCIONAL
DIRECCION DE DESARROLLO URBANO Y OBRAS PUBLICAS

OBRA: DISTRIBUIDOR VIAL AV. AQUILES SERDAN, CALZ. LAS ARMAS, AV. DE LAS CULTURAS Y AV. LOPEZ MATEOS
PLANO: PLANO ESTRUCTURAL ZAPATA TIPO 4 Y PILAS DE CIMENTACION
UBICACION: AV. AQUILES SERDAN, CALZ. LAS ARMAS, AV. DE LAS CULTURAS Y AV. LOPEZ MATEOS

PLANO No: E-04
ACOT: cms.
FECHA: 02/FEBRERO/2010
DIBUJO:
ESCALA: 1:50
ARCHIVO: E-04.DWG



ALZADO
ARMADO DE PILAS TIPO 2
ESC: 1:50 ACOT: cms.

ACERO DE REFUERZO EN ZAPATAS Z-4

RAMA	APOYO No.	#8 Kg	#9 Kg	#10 Kg	#12 Kg	VOLUMEN DE CONCRETO M3	
20-27		2,639.00	9,947.00	8,201.00	12,000.00	201.47	
20-28		2,817.00	9,874.00	8,130.00	11,900.00	199.91	
20-29		2,821.00	10,635.00	8,781.00	12,807.00	215.56	
SUMATORIA=		13,875.00	52,318.00	43,061.00	63,018.00		
SUB-TOTAL						1,722,270.00 Kg	1,059.55 M3

NOTAS GENERALES

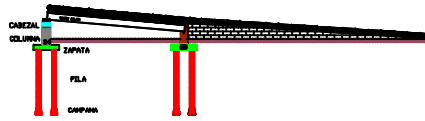
- 1- TODAS LAS DIMENSIONES ESTAN DADAS EN CENTIMETROS EXCEPTO DONDE SE INDICARE OTRO UNIDAD.
- 2- LAS COTAS REFERENCIAL DIBUJO, NO TOMAR MEDIDAS A ESCALA.
- 3- CONCRETOS Y 200 KG/M3 EN PILAS Y 250 KG/M3 EN ZAPATAS CLASE I ESTRUCTURAL DE ACUERDO AL RFP 07 MODULO DE ELASTICIDAD E=14,000 Kg/cm2.
- 4- REFORZAMIENTO EN ESTADO FRESCO SUPERIOR A 2.0 TM, EL REFORZAMIENTO ANTES DE ENTIBAR Y PULSAR EN SU MÁXIMO EL REFORZAMIENTO MÁXIMO PARA HACER BOMBABLE EL CONCRETO SERA DE 14 CM DESPUES DE LA PLANEACION DE ELIZUENTE DE ACUERDO A ESPECIFICACIONES DEL PROYECTO.
- 5- ACERO DE REFORZAR #4 - 4000 Kg/m3 (1000 Kg/m3).
- 6- LA SOLDADURA SERA AL ARCO ELECTROCOY SE UTILIZARAN ELECTRODOS ERW.
- 7- LOS ANCLAJES Y TRASPASES SE TRABAJARAN DE ACUERDO AL PLANO ESPEC.
- 8- EL REFORZAMIENTO MINIMO EN PILAS Y ZAPATAS SERA DE 7 CM.
- 9- TODAS LAS BARRAS DE COLADO DE CONSTRUCCION SERAN DE ACABADO RUGOSO Y DEBERAN PERMANECER HÚMEDAS DURANTE 24 HORAS PREVIA A SU COLOCACION.
- 10- EL RESTO DE ESPECIFICACIONES PARA OBRAS, COLADOS, ETC. SE TRABAJARAN CONJUNTAMENTE CON EL PLANEO DISEÑO, 00047 00049.
- 11- TRABAJAR ESTE PLANO CONJUNTAMENTE CON EL PLANEO DISEÑO, 00047 00049.

SIN ESCALA

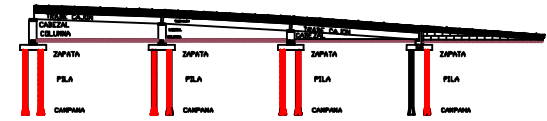
ACERO DE REFUERZO	TOTAL ZAPATAS
	667,400.00 Kg
CONCRETO	TOTAL ZAPATAS
	4,089.37 M3

REV.	FECHA	PROY.	DESCRIPCION

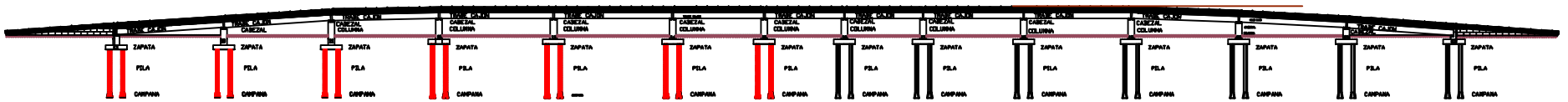
PROGRAMA GENERAL DEL DISTRIBUIDOR VIAL LAS ARMAS



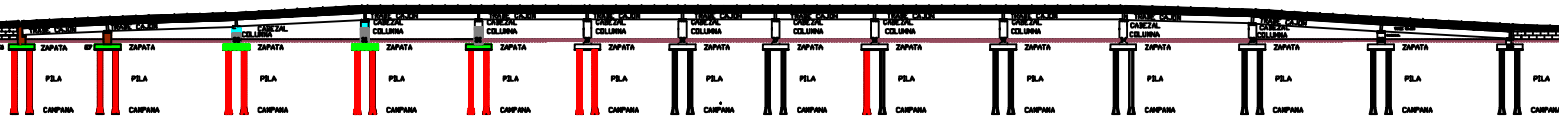
PERFIL RAMA 30



PERFIL RAMA 50



PERFIL RAMA 10



PERFIL RAMA 20

TABLA DE CONCEPTOS Y AVANCES

CONCEPTO	% DE PARTICIPACION	PORCENTAJE DE AVANCE	
		PROGRAMADO	REAL
		AL 31 DE JUNIO	AL 31 DE ABRIL
PRELIMINARES	1.48%	1.42%	1.59%
ORIENTACIONES	21.62%	11.81%	10.14%
ESTRUCTURA	9.41%	2.22%	1.84%
SUPERESTRUCTURA	11.60%	0.00%	0.00%
ESTRUCTURA INSTALADA	15.30%	0.68%	0.13%
TERMINALIDAD	4.65%	0.55%	0.75%
PAVIMENTOS	2.03%	0.00%	0.00%
ALBANELERIA	1.86%	0.00%	0.00%
INSTALACION ELECTRICA Y ALUMBRADO	2.27%	0.00%	0.00%
ALBANELERIA	21.43%	0.00%	0.00%
OBRA INDUCIDA	8.37%	0.04%	1.65%
	100.00%	16.72%	16.10%

SIMBOLOGIA

PUNTERIA	
BANDEJA	
CANCHA ASFALTADA	
LEÑA DE CONCRETO ARMADO	
RED-BASE DEBILITADA	
TABLA DE CEMENTO	
CANCHA	
TUBERIA	
ESTRIBO	
COLUMNA	
ZAPATA	
PILA	