

870115

2
24

UNIVERSIDAD AUTONOMA DE GUADALAJARA

INCORPORADA A LA UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

ESCUELA DE INGENIERIA



**PROYECTO DE UNA PLANTA EMBOTELLADORA DE
BEBIDAS PURIFICADAS**

TESIS PROFESIONAL

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE

INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A

CARLOS MANUEL CAMIADE GONZALEZ RUBIO

GUADALAJARA, JALISCO. 1987

**TESIS CON
FALTA DE CR.GEN**



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 está 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.

CONTENIDO:

"PROYECTO DE UNA PLANTA EMBOTELLADORA DE BEBIDAS PUFIFICADAS"

I .- INTRODUCCION.

Antecedentes -----	pág.-----	1
Generalidades -----	pág.-----	2
Descripción del Proyecto -----	pág.-----	8

II.- INGENIERIA DE DETALLE.

2.01 Relación tentativa de planos y programas de Ingeniería de Detalle -----	pág.-----	15
2.02 Arreglo de equipo conforme a la tecnología -----	pág.-----	30
2.03 Necesidades de operación de- la planta -----	pág.-----	33
2.04 Proyecto arquitectónico para edificios -----	pág.-----	34
2.05 Proyecto de niveles y mejo-- ras del terreno conforme a - necesidades de la planta -----	pág.-----	38
2.06 Estudios de Mécanica de Sue- los -----	pág.-----	48
2.07 Cálculo de red de drenajes,- exteriores -----	pág.-----	67
2.08 Cálculo estructural de edifi- cio de servicios, embotella- do y almacén a base de marco rígido continuo de tres cla- ros y un volado; cimentacio- nes a base de zapatas y da--		

dos aislados de concreto re--
forzado ----- pág.----- 89

III.- CONSTRUCCION.

3.01 Elaboración del presupuesto ----- pág.----- 173
3.02 Organigrama de la Obra ----- pág.----- 199
3.03 Métodos constructivos ----- pág.----- 203

CONCLUSIONES: ----- pág.----- 232

BIBLIOGRAFIA: ----- pág.----- 239

CAPITULO I

INTRODUCCION

Y

ANTECEDENTES

ANTECEDENTES.

Debido a la gran demanda en el consumo de bebidas purificadas embotelladas en el Occidente y Noroeste del país, el Consejo de Administración - la empresa "Manantiales Peñafiel", se vió en la necesidad de promover el - proyecto de una nueva planta embotelladora, localizada en un punto estratégico de la región antes mencionada. Todo esto desarrollado de acuerdo a - lo recomendado por lo datos generados de los estudios de mercado y de factibilidad económica del proyecto.

En términos generales el desarrollo del proyecto se llevó a cabo positivamente por lo buenos resultados de los estudios anteriores y en favor del producto, a pesar de la gran competencia de esta empresa con productos similares. Todos estos estudios pudieron asegurar, que si en el mercado regional este producto se incrementaba en un 300% podría ser consumido sin ningún problema, siempre y cuando, desde luego, se estudiaran nuevos sistemas en la distribución, y sobre todo que el producto de ninguna manera cambiara la calidad de sus propiedades al que el público consumidor estaba acostumbrado.

Así mismo se observó, que en caso de la realización del proyecto, -- los costos por concepto de fletes de la planta original en Tehuacán, Pue., hasta estas regiones se reducirán, independientemente consiguiendo entre -- otras cosas la obtención de incentivos, que hacían más segura la inversión además de las consecuencias lógicas que en beneficio de los productores y de la sociedad este proyecto generarían, por la derrama económica y la generación de empleos.

La tecnología que se usa en este tipo de industria es de forma mecanizada y por lo que a la elaboración de sus materias primas de concentrados se refiere, el productor es celoso de las fórmulas de cada uno que sus sabores embotellados tienen, y el esmero, higiene y cuidado de sus propias normas de producción, con ello tratando de hacerlas llegar en su mejor -- imagen al público consumidor.

Es importante para el desarrollo de un proyecto adentrarse en los -- sistemas de producción que se tienen en la elaboración de un producto, con el fin de conjuntar toda la información de parte de los embotelladores, pa ra poder realizar el proyecto en su fase de ingeniería de detalle y poste riormente realizar su ejecución física en sus fases de construcción civil, mecánica y eléctrica.

Podemos decir que el proyecto se empieza a fraguar, partiendo de la- idea general de ganar mercado en la venta del producto, en virtud que los- estudios de factibilidad económica y mercadotécnica que se hicieron, resul- taron satisfactorios y después de tener una retroalimentación de informa- ción, toma de decisiones, se acuerda que el proyecto siguiera adelante.

Ilustrando todo lo anterior tenemos lo siguiente:

FIG. 1-1 ESQUEMATIZACION DE LOS ANTECEDENTES.

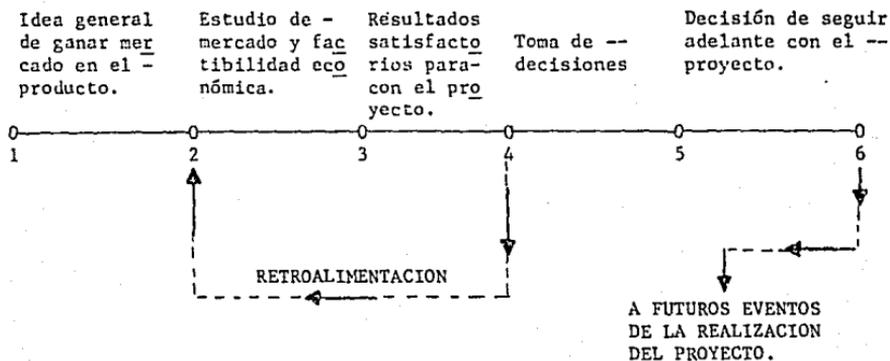


FIG. 1.1 ESQUEMATIZACION DE LOS ANTECEDENTES.

GENERALIDADES.

Una vez tomada la decisión por parte de los productores de seguir -- adelante con el proyecto, se contacta con la firma de Ingeniería, para lle

var a cabo la Ingeniería de Detalle, conforme a contratos usuales para este tipo de trabajos.

Lo anterior implica quizá uno de los eventos más importantes, en cuanto a recopilación de información técnica; necesidades que el productor requiere para su elaboración y sobre todo el entendimiento. Este entendimiento requerirá de la formación de el equipo de personas que vayan a intervenir en el proyecto y la coordinación que entre el Productor y firma de Ingeniería debe existir en la elaboración de la Ingeniería de Detalle; para ello es importante que exista un intercambio de organigramas, para conjugarlo y dejar formado el principio del esquema de toda una organización.

Si partimos del principio de que todo evento a realizar debe ser ideado, planeado, ejecutado y controlado; estamos pues en estos momentos en la necesidad de planear los encuentros para seguir en la ejecución del proyecto.

Si ya la idea general de llevar a cabo el proyecto (se indica en la Fig. 1-1) debemos seguidamente planear los eventos que a continuación vayan a intervenir en el proyecto y éstos tendrán que presentarse de toda la información requerida como el intercambio de ideas y experiencias entre el equipo de trabajo tanto de los Productores, como de la firma de Ingeniería.

En este proceso es importante que la firma de Ingeniería, demande al Productor información, para elaborar un plan de trabajo. En algunos casos la firma de Ingeniería puede aportar estudios básicos preliminares con su propio personal y auxiliándose de firmas de Mecánica de Suelos, etc...

A) Demanda de Información al Productor.

- 1.- Intercambio de organigramas para su conjunción en el proyecto.
- 2.- Estudios preliminares.
- 3.- Información técnica del Productor al Proyectista.

4.- Verificación y retroalimentación de lo anterior .

B) Plan de trabajo de la firma de Ingeniería,

- 1.- Formación del equipo de participación en el proyecto, y de las -
herramientas necesarias.
- 2.- Formulación de planos tentativos del proyecto.
- 3.- Cuantificación de horas hombre de Ingeniería en base al punto an
terior.
- 4.- Costos de la ingeniería total de detalle.
- 5.- Programas y tiempos de elaboración.
- 6.- Verificación en la marcha de lo anterior para retroalimentación-
de lo programado y de costos.
- 7.- Control de lo anterior.
- 8.- Reportes.

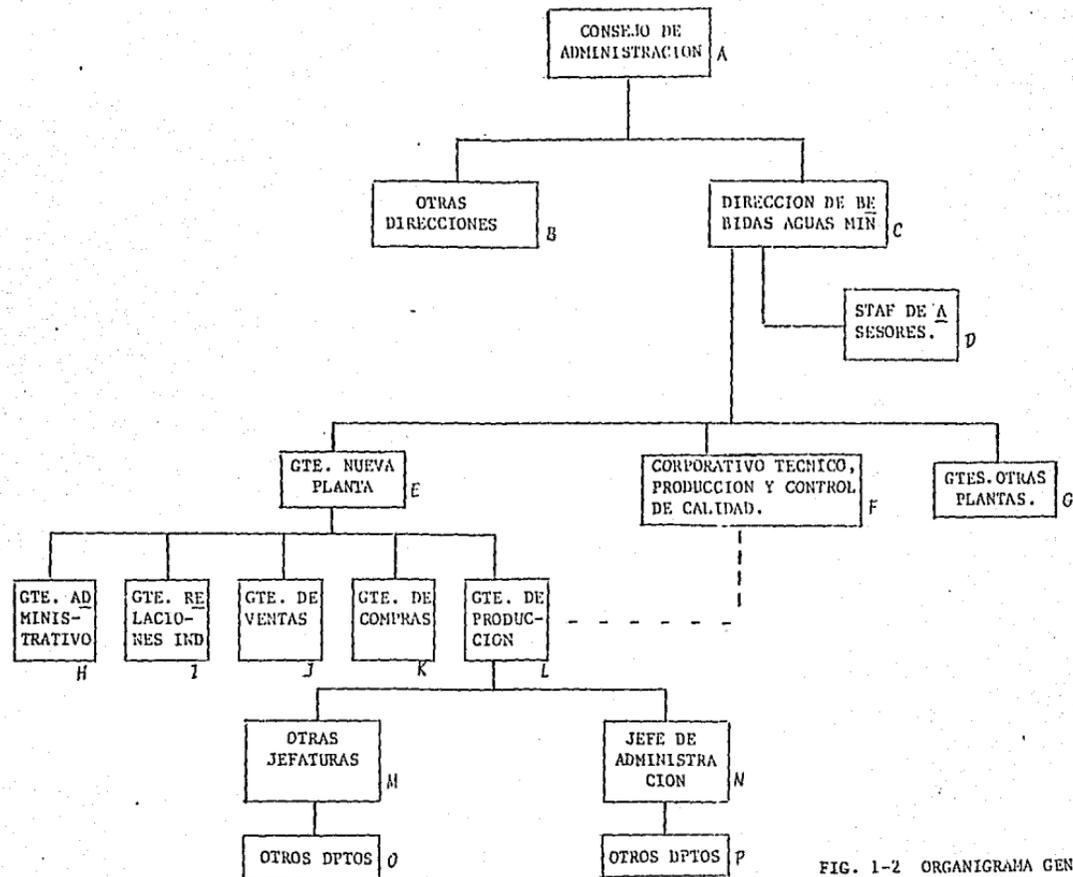


FIG. 1-2 ORGANIGRAMA GENERAL DEL PRODUCTOR.

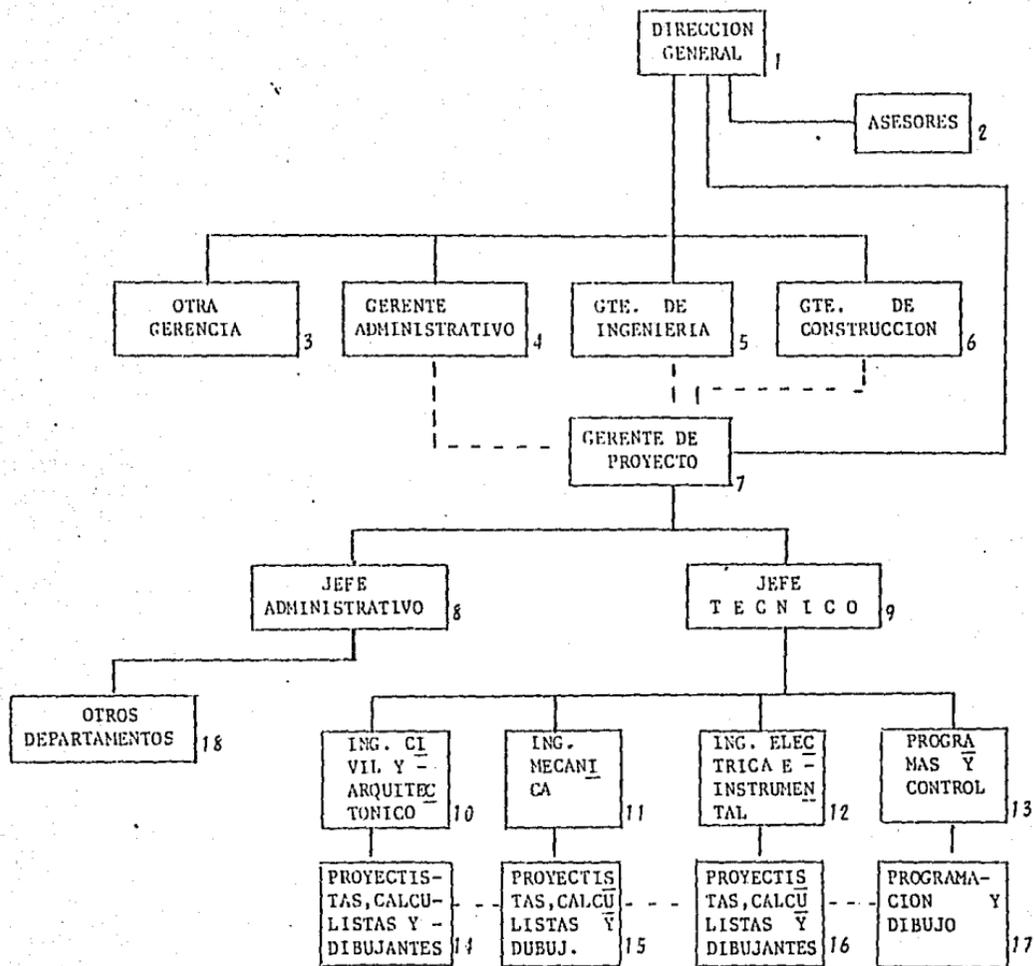


FIG. 1-3 ORGANIGRAMA GENERAL DE LA FIRMA DE INGENIERIA.

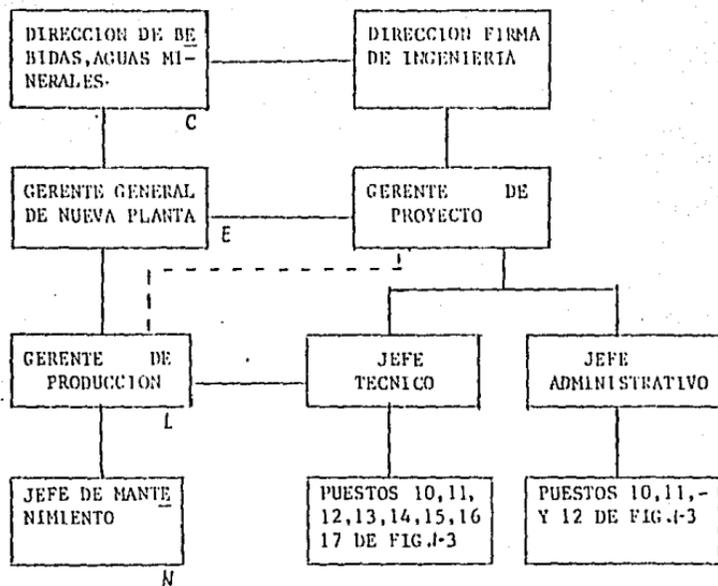
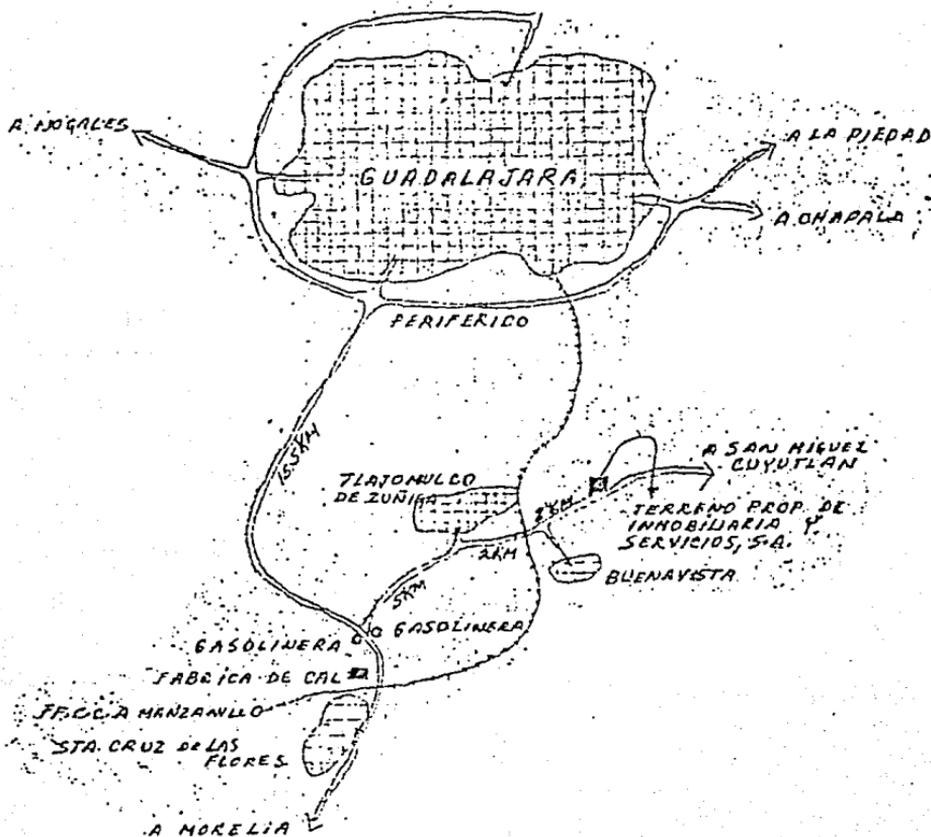


FIG. 1-4 ORGANIGRAMA GENERAL DEL PROYECTO.

DESCRIPCION DEL PROYECTO PARA DESARROLLO DE INGENIERIA DE DETALLE.

1) UBICACION DEL PROYECTO:

El proyecto quedará ubicado en el Km. 8.752 de la carretera Tlajomulco-San Miguel Cuyutlán, Municipio de Tlajomulco de Zúñiga Jalisco, (Según croquis de localización).



(FIG. 1-5) CROQUIS DE LOCALIZACION.

2) Ingeniería de detalle.

La ingeniería de detalle del proyecto se contemplará de aproximadamente 65 planos, entre topográficos, arquitectónicos, civiles, mecánicos y eléctricos; además de las normas y especificaciones al respecto.

3) Construcción.

La construcción conforme a planos topográficos (curvas de nivel), para determinar los niveles más adecuados al proyecto, respetando desde luego las recomendaciones de los estudios de mecánica de suelos para mejoras del terreno, mismos que determinarán los alcances para los movimientos de tierras en los trabajos de terracerías, que servirán para el acomodo de los accesos, plataformas para edificios y drenajes generales, etc...

La construcción de los edificios será de la siguiente forma:

a) Edificio de servicios generales de la planta; será desplantado sobre zapatas aisladas, mismas que soportarán una estructura del tipo marco rígido (metálico) de 35 metros de claro y 80 metros de largo, con entre ejes de 10 metros, cubierto perimetralmente y en el techo con lámina pintada. Esta nave tendrá una superficie de construcción de 2,840.00 m², con una altura de 6.00 metros en sus columnas a la parte más baja. Contará con áreas varias dentro de él que se verán más adelante en el punto 2.03.

b) Edificio de producción; será de las mismas características del anterior, pero tendrá un claro de 50 metros, con dos entre-ejes de 10 metros y 1,000.00 m² de construcción; y será el sitio donde se encontrarán los equipos de lavado y llenado de botellas, carbonatadores, etc...

c) Edificio de almacén; al igual que los dos anteriores estará desplantado sobre zapatas aisladas, será marco rígido de 50 metros de claro y 6 entre-ejes de 10 metros cada uno a diferencia de los dos anteriores en uno de sus extremos longitudinales llevará un volado de 8 metros, en este-

edificio se almacenará producto terminado y botella vacía.

- 4) Descripción general del proceso, como información para ingeniería de detalle.

a) Materias Primas: Agua de pozo profundo de características minerales adecuadas; concentrados de elaboración nacional de sabores para la elaboración de jarabes en caso de ser no agua mineral; azúcar refinada; --CO₂; tapón corona (corcholata); envase del producto (botella de vidrio retornable o no retornable).

b) Energía: Energía eléctrica para fuerza en 220 Volts; energía eléctrica para alumbrado 220 y 127 Volts; vapor 220 lbs; aire comprimido; sistema hidráulico de aceite .

c) Servicios y Equipo: Tanque de almacenamiento de Diesel y combustible, caldera de tanque de condensado, subestación 13,200 volts/220 127 volts; sistema de enfriamiento de circuito cerrado de amoníaco y condensadores evaporativos (torres de enfriamiento); tanque de almacenamiento CO₂; sistema de agua de servicios con hidroneumático; sistema de tratamiento de agua de proceso (filtro de arena y carbón activado y sistema de clorinación); tanques de almacenamiento de sosa y recuperación de sosa; cisternas de concreto armado de agua cruda; cisterna de las mismas características a la anterior para recuperación de aguas, tanques digestores sanitarios de enzimas, para el tratamiento de aguas negras; fosas para trampas de grasas y aceite, fosa neutralizadora de PH; sistemas de drenajes interiores y de aguas negras; montacargas; empacadora de cajas.

d) Proceso del equipo: Desempacadora de botellas; lavadora de cajas; lavadora de botellas; carbocooler; tanque de preparación de jarabe simple, filtros de jarabe simple; tanques de jarabes preparados; laboratorio de control de calidad; visores de control de calidad, cuarto refrigerado para almacenamiento de concentrados; equipo de envase de concentrados; cuantificadores y equipo MIXER para preparación de concentrados, empacado-

ras.

e) Funcionamiento y operación: El agua será extraída de un pozo -- profundo ya existente, del que tendrá una demanda de 10 a 12 lts/seg. para proceso y servicios, siendo accionado por un detector de niveles desde las cisternas, el agua irá destinada a procesos y a servicios de la planta; de la siguiente forma: Red de agua de sistema hidroneumático; sistema de enfriamiento de motores; calderas.

El sistema hidroneumático servirá para satisfacer las necesidades de todos los servicios de baños, lavabos, W.C., mingitorios, etc., de empleados, obreros y choferes; para lavado de pisos tanto de las salas de jarabes y embotellados, estas aguas irán a colectarse a los drenajes interiores, los cuales serán conectados a los pluviales, en virtud de no ser contaminantes, después de haber sido tratados de las siguientes maneras:

Las aguas negras antes de ser conectadas a las pluviales pasarán a ser tratadas en digestores de enzimas de distintas capacidades, según el caso, estos digestores según datos del fabricante, garantizan la total eliminación de bacterias anaeróbicas, patógenas y sólidos orgánicos en suspensión.

Las aguas de lavado de pisos de jarabes y embotellados se conectarán a los drenajes de agua pluvial al igual, que las regaderas y lavabos. Todas estas aguas de los colectores mencionados, junto con las aguas negras pasarán a una fosa neutralizadora de PH, habiendo antes pasado por -- trampas de grasas y aceites, que serán localizadas en puntos estratégicos tanto de eficiencia como de mantenimiento,

Las aguas de sistema de enfriamiento no se desperdician en virtud de ser un circuito cerrado de bombeo de una pequeña cisterna anexa a la torre de enfriamiento a través de la cual pasa el agua de retorno de los motores.

El agua que sale del enjuague de botellas es recuperada en una cis--

terna de recuperación, después de haber sido neutralizada, será usada para riego de áreas verdes.

De la red del sistema hidroneumático, podrán existir bebederos, ya que el agua del pozo profundo es 100% potable y en la cisterna será todavía clorinada.

Como se puede apreciar, todas las aguas antes de ser arrojadas a su cauce libre y natural, pasarán a ser depositadas en la fosa de pruebas de la SEDUE, (Secretaría de Desarrollo Urbano y Ecología), para comprobación del cumplimiento de normas que al respecto rigen, para este tipo de aguas que después de ser usadas sus desechos no deben ser contaminantes.

El agua en calderas nos servirá para la generación de vapor, el cual usaremos en el calentamiento del agua de la lavadora de cajas y la lavadora de botellas, y todos los condensados serán recuperados en un tanque de condensados.

La caldera podrá ser accionada por un sistema dual diesel o combustible.

5) Relaciones Humanas y Sociales:

a) Durante la construcción: Durante esta etapa será una gran fuente de trabajo en el transcurso de sus 11 meses de ejecución, para casi todas las categorías de trabajadores, ya que se requieren técnicos, administradores, obreros de obra civil, mecánica y eléctrica, por lo que existirá una derrama local por este concepto.

b) Durante la operación y funcionamiento de la planta: En este período será una fuente de trabajo para 60 personas del personal técnico y administrativo de base, así como de 190 para personal obrero.

c) Mercado: Existirá el mercado nacional en la parte Occidente y -

Noroeste del país, compitiendo con productos similares en estas zonas, así como el mercado de exportación a los Estados Unidos de Norteamérica .

CAPITULO II

INGENIERIA

DE

DETALLE

2.01 RELACION TENTATIVA DE PLANOS Y PROGRAMAS DE INGENIERIA DE DETALLE.

De acuerdo a las pláticas sostenidas entre el Productor y la Firma de Ingeniería, se procede a elaborar una relación tentativa de planos que se tendrá que desarrollar, para la obtención de la ingeniería de detalle.

La relación tentativa de planos se elabora en base a las pláticas, - de donde se obtuvieron datos técnicos y administrativos, información preliminar de equipos, los diagramas de flujo de producción y de la experiencia de la firma de Ingeniería.

Es necesario conocer el terreno, donde se desarrollará el proyecto, - para poder realizar los estudios preliminares. Estos estudios serán tanto topográficos, como de mecánica de suelos, para conocer las condiciones del terreno, y de esta forma desarrollar la ingeniería de detalle de la manera más óptima.

Es lógico pensar que al momento de optimizar un proyecto y teniendo la relación tentativa de planos, esta, se incrementará o decrementará, --- puesto que se contará en el desarrollo con información nueva, cambios que se tendrán que hacer tanto arquitectónicos, como de acomodo de equipos, -- etc., además de la conjunción de nuevas ideas tanto del Productor como de la Firma de Ingeniería, y de las condiciones propias de este tipo de industria.

Dentro de la relación tentativa de planos interviene el concepto Hora-Hombre (H.H.), este concepto sirve para cuantificar el tiempo de trabajo invertido en un plano, no en el sentido cronológico, sino en la participación de personas que desarrollarán este trabajo.

La obtención de las horas-hombre, se maneja de manera empírica, en base a la experiencia. Toda ejecución de Ingeniería de Detalle se tendrá que manejar bajo el concepto anterior; en lo que a rendimiento de H.H. se-

refiere.

Para poder cuantificar las horas-hombre, se tendrá que contar con la relación tentativa de planos, el tiempo fijado para la elaboración de la ingeniería de detalle acordado entre el Productor y la firma de Ingeniería, y el enlistado de la fuerza de personal.

La fuerza de personal es el grupo de gentes que intervendrán en el desarrollo de la ingeniería, este grupo se determina en base a la magnitud del proyecto y de la experiencia. Esta determinación se expondrá más adelante.

A continuación se hará mención a la lista de planos estimados para la elaboración de la ingeniería de detalle.

	CANTIDAD:
I.- PLANOS GENERALES.	
C 1.- Lay Out de la planta	1
C 2.- Topográficos de curvas de nivel con Lay Out definitivo de la planta.	1
C 3.- Secciones transversales.	2
C 4.- Terracerías con niveles de proyecto.	1
C 5.- Drenajes exteriores de la planta.	1
M 6.- Diagrama de flujo de tuberías generales.	2
E 7.- Distribución de tableros C.C.M. y Diagrama unifilar.	2
E 8.- Alumbrado exterior.	1
C 9.- Instalación hidráulica	1
C 10.- Zonas de desaceleración en carretera.	1
E 11.- Sistema de pararrayos	1
C 12.- Racks para tuberías y electrificación	2
M 13.- Tuberías.	2
II- EDIFICIOS DE SERVICIOS, PRODUCCION Y ALMACEN.	
C 14.- Cimentaciones.	1

C 15.-	Planta de anclajes y detalles	1
C 16.-	Firmes y pisos de concreto	1
C 17.-	Estructura metálica	4
C 18.-	Fachadas y cortes	2
C 19.-	Trincheras y drenajes interiores	2
E 20.-	Alumbrado	1
E 21.-	Diagrama unifilar	1
E 22.-	Fuerza	1
E 23.-	Tableros y C.C.M.	1
C 24.-	Planta arquitectónica	1
M 25.-	Arreglo de equipo	1
C 26.-	Detalles varios constructivos	1
C 27.-	Bases para equipos	1
C 28.-	Cisterna	1

III.- OFICINAS ADMINISTRATIVAS.

CANTIDAD:

C 29.-	Planta arquitectónica	1
C 30.-	Planta ejes, cimentaciones y columnas	1
C 31.-	Estructuras de trabes y losas	1
E 32.-	Alumbrado, eléctrico y unifilar	3
C 33.-	Fachadas y cortes	1
C 34.-	Acabados	1
E 35.-	Teléfonos e intercomunicación	1
M 36.-	Sistema de aire acondicionado	2
C 37.-	Cancelería	1
C 38.-	Instalación hidráulica y sanitarios	1

IV.- CASETA DE ENTRADA.

CANTIDAD:

C 39.-	Cimentaciones, columnas y losas	2
C 40.-	Instalaciones, cortes y fachadas.	1
E 41.-	Eléctrico, alumbrado y unifilar	1

refiere.

Para poder cuantificar las horas-hombre, se tendrá que contar con la relación tentativa de planos, el tiempo fijado para la elaboración de la ingeniería de detalle acordado entre el Productor y la firma de Ingeniería, y el enlistado de la fuerza de personal.

La fuerza de personal es el grupo de gentes que intervendrán en el desarrollo de la ingeniería, este grupo se determina en base a la magnitud del proyecto y de la experiencia. Esta determinación se expondrá más adelante.

A continuación se hará mención a la lista de planos estimados para la elaboración de la ingeniería de detalle.

I.- PLANOS GENERALES.		CANTIDAD:
C	1.- Lay Out de la planta	1
C	2.- Topográficos de curvas de nivel con Lay Out definitivo de la planta.	1
C	3.- Secciones transversales.	2
C	4.- Terracerías con niveles de proyecto.	1
C	5.- Drenajes exteriores de la planta.	1
M	6.- Diagrama de flujo de tuberías generales.	2
E	7.- Distribución de tableros C.C.M. y Diagrama unifilar.	2
E	8.- Alumbrado exterior.	1
C	9.- Instalación hidráulica	1
C	10.- Zonas de desaceleración en carretera.	1
E	11.- Sistema de pararrayos	1
C	12.- Racks para tuberías y electrificación	2
M	13.- Tuberías.	2
II- EDIFICIOS DE SERVICIOS. PRODUCCION Y ALMACEN.		CANTIDAD:
C	14.- Cimentaciones.	1

do de la fuerza de personal, siendo la parte primordial para la obtención de las horas hombre para la cuantificación de la ingeniería de detalle.

Para este proyecto se estima que se requerirán durante los tres meses de duración del desarrollo de la ingeniería el siguiente personal:

1) Ingeniero Jefe de Proyectos. (uno)

Este ingeniero será el coordinador del proyecto y estará desde el -- inicio hasta la terminación del mismo, interviniendo en todas las áreas.

- 2) Ingeniero Civil Proyectista (uno).
- 3) Ingeniero Civil Calculista (uno).
- 4) Arquitecto (uno).
- 5) Dibujantes Civiles (cuatro)
- 6) Ingeniero Mecánico Proyectista (uno)
- 7) Ingeniero Mecánico (uno)
- 8) Dibujantes Mecánicos (tres)
- 9) Ingeniero Electricista (uno)
- 10) Dibujantes Eléctricos (uno)
- 11) Secretaría (una)
- 12) Cubicadores (dos)

De tal forma que ocuparemos una fuerza de trabajo estimada en base a la experiencia para este tipo de proyectos de 18 personas.

Tomando en cuenta que el tiempo acordado entre Productor y Firma de Ingeniería, que fué de tres meses, se prosigan a hacer una programación de la fuerza de personal y de esta forma cuantificar el total de horas-hombre del proyecto y por plano específico.

Programando la fuerza de personal encontramos un total de 7968 H.H.- para este proyecto, tomando 48 horas trabajadas por semana de cada uno del personal enlistado en la programación estimada anterior.

Después de tener cuantificada la ingeniería en su número de plano, - así como la fuerza de personal, se prosigue a cuantificar cada plano con - su número de horas hombre que intervinieron en él.

Es preciso hacer mención que los estudios preliminares tanto topográficos y de mecánica de suelos no intervienen en la cuantificación de horas hombre de la ingeniería, tomando exclusivamente para esta cuantificación - sólo los trabajos de gabinete, los cuales son trabajos correspondientes al cálculo.

Enlistando el número de planos por especialidades, resumimos lo siguiente:

- a) Civiles.....,36 planos
- b) Eléctricos.....,13 planos
- c) Mecánicos.....,23 planos (incluyendo 16 Isométricos)
- t o t a l72 planos

Las horas-hombre se expondrán de la misma manera, exceptuando el personal común para cada área el cual se deducirá en un inciso aparte y el cual se dividirá en partes proporcionales a cada área.

- a) Civil.....3552 H.H.
- b) Eléctrico..... 720 H.H.
- c) Mecánico.....2256 H.H.
- d) El personal común serán el Ingeniero Jefe del Proyecto, la secretaria y los cubicadores, generando 1440 H.H.

Si sumamos los conceptos anteriores tendremos un total de 7968 H.H.- que son las del total de la ingeniería.

La Hora-Hombre del inciso "d" se dividirá en 3 partes iguales dando 480 H.H. cada parte y cada una de ellas se sumará a los incisos "a", "b" y "c", quedando de esta forma:

a) Civil	4032 H.H.
b) Eléctrico	1200 H.H.
c) Mecánico	<u>2736 H.H.</u>
T O T A L	7968 H.H.

A continuación encontraremos el promedio de H.H. por plano de cada área en especial.

a) Civil	$\frac{4032 \text{ H.H.}}{36 \text{ planos}} = 112.00 \text{ H.H./Plano}$
b) Eléctrico	$\frac{1200 \text{ H.H.}}{13 \text{ planos}} = 92.30 \text{ H.H./Plano.}$
c) Mecánico	$\frac{2736 \text{ H.H.}}{23 \text{ planos}} = 118.95 \text{ H.H./Plano}$

Dentro de la cantidad de H.H. por plano, de cada especialidad, encontraremos planos más complicados que otros, y de acuerdo a esto formaremos un nuevo enlistado, que llevará, considerando el concepto o título del plano, el tiempo cronológico que tomará elaborarlo, y el tiempo H.H. estimado para cada uno de ellos, variando los promedios anteriores, pero siempre la suma de cada especialidad tendrá que resultar el total anterior de cada área, como el total de H.H. de la Ingeniería total, pudiendo variar en algunas H.H. por ajustes a números cerrados para facilitar el trabajo.

Considerando los promedios resultados de dividir las H.H. entre el número de planos, por especialidad, tenemos un rango para poder determinar según la complejidad de cada plano, sus H.H. estimadas, este estimado será en base más que nada en la experiencia de la Firma de Ingeniería.

A continuación se programa el enlistado de planos según H.H. estimadas, con el tiempo de trabajo en cada uno de ellos, respetando el tiempo fijado entre Productor y Firma de Ingeniería para la consecución de la ingeniería de detalle.

DEPARTAMENTO: INGENIERIA.CONTRATO: PLANTA EMBOTELLADORA DE BEBIDAS PURIFICADAS.PROYECTO N° IS-01FECHA 31/IV/83HOJA 2 DE 5

C.C.O.	TITULO	ULTIMA REV.	AVANCE EN PORCIENTO								PROGRAMACION (SEMANAS)												HORAS		DIB. POR				
			10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12		EST.	ACT.		
	II, - EDIFICIO DE SERVICIOS, PRODUCCION Y ALMACEN																												
CA-001	Cimentaciones																										120		
CA-002	Planta de anclajes y detalles																										115		
CP-003	Firmes y pisos de concreto.																										110		
CP-003-1	Estructura metálica, marco rígido																										120		
CP-004-2	Estructura metálica, conexiones																										120		
CP-004-3	Estructura metálica, techumbre																										120		
CP-004-4	Estructura metálica, anclajes o cimentaciones.																										120		
CP-005-1	Fachadas y cortes																										100		
CP-005-2	Fachadas y cortes																										100		
CP-006	Trincheras																										100		
CP-007	Drenajes interiores																										110		
EP-001	Alumbrado																										95		
EP-002	Diagrama unifilar																										95		
EP-002	Fuerza																										95		
EP-004	Tableros y C.C.M.																										90		
CP-008	Planta Arquitectonica.																										120		
MP-001	Arreglo de Equipo																										160		
CP-009	Detalles varios constructivos.																										120		
																											SUBTOTAL	2010	

ACCIONES:

CP= CIVIL PRODUCCION, SERVICIOS Y ALMACEN

EP= ELECTRICO PRODUCCION, SERVICIOS Y ALMACEN

MP= MECANICO PRODUCCION, SERVICIOS Y ALMACEN.

En la programación anterior se incluyen las H.H. del lote de las especificaciones técnicas para la construcción, al cual se le considera el total del tiempo en la elaboración de la ingeniería de detalle y un aproximado de 400 H.H. en base a que dichas especificaciones ya se tienen por lo general, como parte del Departamento de Ingeniería, haciendo exclusivamente, el acoplo de dichas especificaciones a nuestro proyecto.

Los resultados obtenidos ya de la programación anterior, siendo, el enlistado estimado de los planos para la elaboración de la ingeniería, y comparándolo con la fuerza personal tenemos lo siguiente:

- a) CIVIL Por enlistado de fuerza de personal tenemos 4032 H.H., pero en la programación anterior nos resulta 4030 H.H. para facilidad de estimado.
- b) ELECTRICO En este caso tanto por una u otra forma nos resultan 1200 H.H .
- c) MECANICO Por fuerza de personal son 2736 H.H. y por programación de enlistado son 2742 H H

POR FUERZA DE PERSONAL
7968 H H

POR ENLISTADO DE PLANOS
7972 H H

Todos los resultados de la programación anterior en H H se hicieron como se mencionó antes, respetando y basándose en los promedios de H.H. por plano y en la experiencia a la cantidad de horas que pueda tener cada plano según su dificultad.

Por lo que quedará lo siguiente como estimado de planos para la elaboración de la ingeniería de detalle,

- 1) Los 5 programas anteriores de enlistado estimado de planos para la elaboración de la ingeniería de detalle.
- 2) 72 Planos entre civiles, mecánicos y eléctricos.
- 3) Un lote de especificaciones de construcción del proyecto.

- 4) Volúmenes de obra.
- 5) Un total de 8362 H.H. para la consecución de la ingeniería de - detalle.

2.02 ARREGLO DE EQUIPO CONFORME A LA TECNOLOGIA.

Cuando se proyecta una planta de cualquier tipo, se requiere, saber-cuales son las características de los equipos tanto de producción como de-servicios.

Existen normas de seguridad establecidas para ciertos equipos, sobre todo los servicios, como calderas, tanques de almacenamiento de diesel o - combustóleo, los cuales tendrán que quedar en áreas a cielo abierto como - los tanques y en el caso de las calderas con paredes libres, por lo menos-en uno de sus lados.

Las características de los equipos de producción estan regidos por - condiciones de distancias entre unos y otros debido a que las eficiencias-pueden disminuir, a pesar de que se pueden superar, pero a un costo eleva-do.

En este tipo de industria se requiere de sistemas con aire que en--tran a los equipos de vapor, hidráulicos, refrigeración, gas carbónico - - (CO_2), etc., además de una zona completamente sanitaria para la prepara--ción de jarabes, por lo que se tiene que desarrollar un diagrama de flujo-de proceso para poder determinar las necesidades de área, tanto de servi--cios como de producción y se tendrá que contar con las características fí-sicas de los equipos.

El diagrama de flujo podrá ser llamado en esta ocasión la tecnología con la que esta industria cuenta. Ver diagrama de flujo de proceso anexo-(Fig. 2.01-1).

Determinaremos de este diagrama las zonas que requeriremos.

- 1) Cisternas de almacenamiento de agua de pozo profundo.
- 2) Cuarto de máquinas, donde centralizaremos.
 - a) Compresores de amoniaco para refrigeración.
 - b) Calderas
 - c) Compresores de aire
 - d) Filtros de agua tanto de arena, como de carbón.
 - e) Floculador
 - f) Subestación eléctrica.
- 3) Sala de jarabes.
- 4) Sala de embotellado.
 - a) Lavadora de botellas
 - b) Corbo-cooler (Mezclador de agua y jarabes).
 - c) Llenadora de botellas
 - d) Etiquetadoras.
 - e) Inspectores ópticos de botella.
 - f) Empacadora y desempacadora de botellas de las cajas.
 - g) Transportadores de botellas
- 5) Servicios generales.
 - a) Tanque de sosa cáustica (lavado de botellas)
 - b) Tanque de retorno de sosa
 - c) Tanque de combustóleo.
 - d) Tanque de diesel
 - e) Condensadores evaporativos
 - f) Cisterna de recuperación de agua
 - g) Tanques de CO_2
 - h) Cisterna y torre de enfriamiento de agua.

El dimensionamiento de las cisternas será regido por la producción requerida, el gasto de servicio y mantenimiento de la planta, en caso de emergencia.

Las áreas dependerán de las características físicas de los equipos como se mencionó con anterioridad, mismas que se tendrán que considerar para ampliaciones futuras.

Para las necesidades de operación requerimos para las zonas anteriores, resumiendo, lo siguiente:

- | | | |
|------------------------|-------------------------------------|-----------|
| 1) Cisternas: | Dos cisternas de 500 M ³ | cada una. |
| 2) Cuarto de máquinas | 700 M ² | |
| 3) Sala de jarabes | 575 M ² | |
| 4) Sala de embotellado | 1000 M ² | |
| 5) Servicios generales | 595 M ² | |

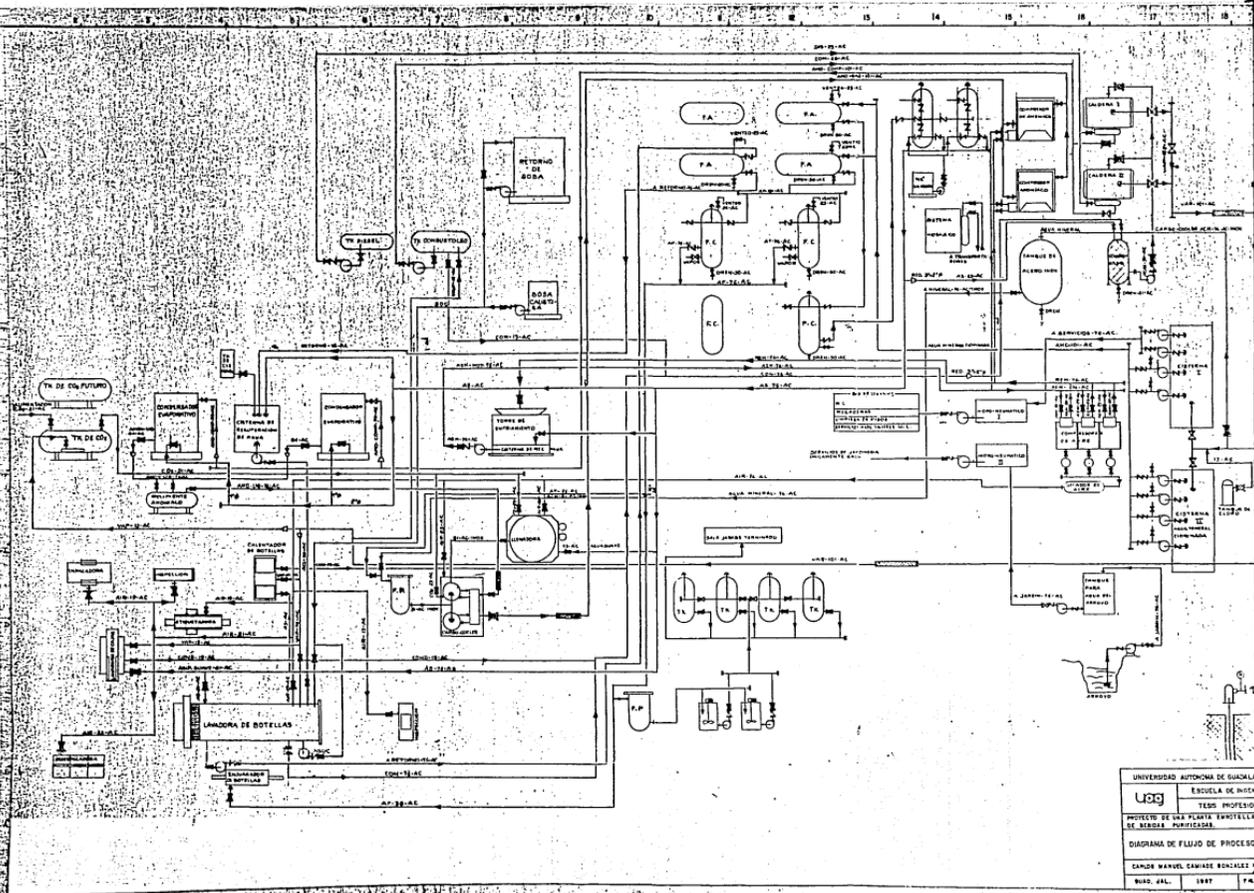
Dentro de las superficies obtenidas se contemplan pasillos de operación, acomodo de equipos según características de funcionamiento y requerimiento por especificación de los fabricantes de los mismos.

Tendremos que analizar que equipos pueden quedar a cielo abierto y -cuales confinados en zonas techadas o por lo menos con una pared abierta.

En nuestro caso los equipos denominados de servicios generales pueden quedar completamente descubiertos, por lo que respecta a los demás ---equipos, quedarán techados por condiciones de operación, sanidad y producción, y sólo dejaremos la caldera abierta a un sólo lado al igual que los compresores de aire.

La caldera que por especificación lo requiere en caso de explosión y necesita estar cubierta perfectamente contra intemperie, los compresores -deberán estar cubiertos al igual que la caldera, pero por el ruido que producen es mejor liberarlo hacia el exterior para tener limpio el cuarto de máquinas de contaminación auditiva.

Logrando la determinación anterior pasaremos al punto 2.03, donde --analizaremos las necesidades de operación y administrativas requeridas,



UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE GUADALAJARA
ESCUELA DE INGENIERÍA
TECNOLOGÍA DE ALIMENTOS
PROYECTO DE UNA PLANTA EMBOTELLADORA DE CERVEZA PURIFICADA.
DIAGRAMA DE FLUJO DE PROCESO
SANTIAGO MANUEL CAMARERO BONDOLIA H.
MAYO 2011 1997 74

2.03 NECESIDADES DE OPERACION DE LA PLANTA.

Habiendo determinado las zonas de equipo para producción, tendremos que conocer cuales son las necesidades de operación de la planta.

Para poder operar la sala de embotellado, requerimos de personal que vigile tanto la zona de embotellado, así como la zona de jarabes, siendo el personal de control de calidad.

Control de calidad a su vez requiere de un laboratorio general y un laboratorio de análisis bacteriológicos, y tendrán que contar con la facilidad de acceso tanto a jarabes como a embotellado, por lo que habrá que ubicar un área de fácil acceso a ambas partes.

Deberá existir un almacén de suministro a jarabes que deberá estar a una distancia mínima para los vaciados de azúcar a los tanques de jarabe simple, además un almacén de corona (corcholatas) que este cerca de la sala de embotellado.

Los concentrados para las bebidas de sabores es preciso, que esten ligados a la sala de jarabes, pero con la condicionante que tendrán que estar en un cuarto frío, puesto que son materias primas perecederas.

A lo anterior habrá que tener una supervisión eficiente por lo que se requiere de una oficina de supervisores.

Deberemos de contar con talleres tanto eléctricos como mecánicos -- pues como es una planta de constante trabajo cualquier reparación es de gran necesidad y de pronta solución, por lo que un paro de la línea de producción, viene a mermar en la eficiencia de los equipos y esto a su vez en el producto terminado que es representado a fin de cuentas en dinero.

Para poder solucionar cualquier reparación con prontitud, se tendrá que considerar un almacén de refacciones en la misma planta, por lo tanto

habrá oficinas de jefe de almacén como de talleres.

Puesto que es una zona donde existe tanto personal obrero, como técnico y administrativo habrá que considerar una zona de sanitarios en el área de trabajo.

Además como punto estratégico habrá que tener un almacén de dimensiones apropiadas para producto terminado como para botella vacía y que este no tenga recorridos largos en los montacargas para abatir los tiempos y movimientos de la forma más eficientemente posible.

Los equipos deberán estar ubicados adecuadamente como se mencionó antes, puesto que el estar a grandes distancias resta eficiencia.

Para acceso a las áreas habrá pasillos lo suficientemente amplios para circulación de personal como de equipo.

De tal forma que las necesidades de equipo del punto 2.02; sumándolas a las necesidades de operación pasaremos a proyectar arquitectónicamente los edificios al siguiente punto,

2.04 PROYECTO ARQUITECTONICO PARA EDIFICIOS .

Tomando en consideración los dos puntos anteriores tendremos que ubicar cada una de las zonas lo más aceptable y eficientemente posible.

Habrá que ubicar las siguientes áreas:

* 1) Cisterna de almacenamiento de agua,	(2 de 500 M ³ cada una)
2) Cuarto de Máquinas,	700 M ²
3) Sala de jarabes	575 M ²
4) Cuarto Frío	50 M ²
5) Laboratorio	80 M ²
6) Laboratorio de análisis bacteriológico	16 M ²

7)	Oficina de Jefe de Laboratorio	16 M ²
8)	Oficina de supervisores.	30 M ²
9)	Sala de Embotellado	1000 M ²
*10)	Servicios Generales.	595 M ²
11)	Sanitarios	50 M ²
12)	Almacén de Azúcar	310 M ²
13)	Almacén de Corona.	155 M ²
14)	Almacén de Refacciones	460 M ²
15)	Oficina de Jefes de Almacenes	18 M ²
16)	Taller Mecánico y Eléctrico	240 M ²
17)	Oficina de Jefe de Talleres	24 M ²
18)	Pasillos de fácil acceso	(a criterio)
19)	Almacén de botella vacía y producto terminado	3000 M ²

* ZONAS NO TECHADAS.

Además deberemos de contar en todas estas áreas de buena iluminación, altura suficiente para equipos y estibas en almacenes, ventilación y limpieza adecuada, y sobre todo la forma de que las trayectorias de energías-mecánicas, como energías eléctricas tengan un acomodo que vaya de acuerdo a la limpieza de esta industria.

Para no hacer edificios independientes para cada área se decidió que todo quedará en tres naves resultando lo siguiente:

NAVE DE SERVICIOS.

- 1) Cuarto de Máquinas
- 2) Sala de Jarabes
- 3) Laboratorios
- 4) Oficinas de supervisores, jefes de talleres, laboratorio y almacenes.
- 5) Almacenes de Azúcar.
- 6) Talleres eléctricos y mecánicos.

NAVE DE PRODUCCION.

- 1) Sala de Embotellado

NAVE DE ALMACEN.

- 1) Almacén de botella vacía y producto terminado.

- Fuera de las naves:
- 1) Cisternas
 - 2) Servicios Generales
 - 3) Sanitarios.

Por lo que se obtuvo lo a continuación descrito:

La nave de servicios requiere de un área de 2800 M^2

La nave de producción quedará en un área de 1000 M^2

La nave de almacén será de 3000 M^2

Para lo anterior se propuso un acomodo de naves como se muestra en -
la figura: Fig. 2.04-1

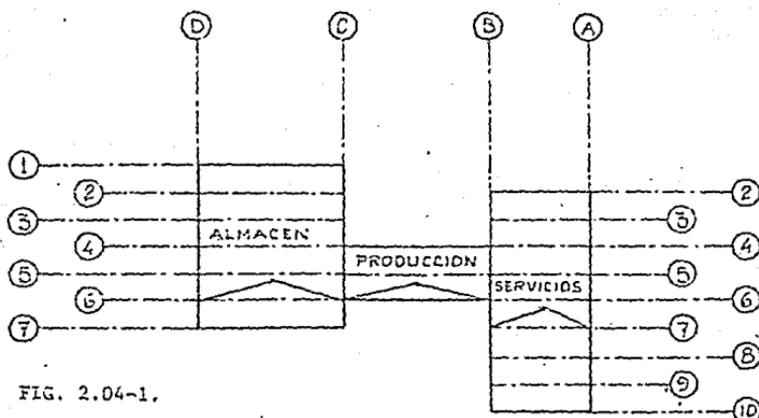
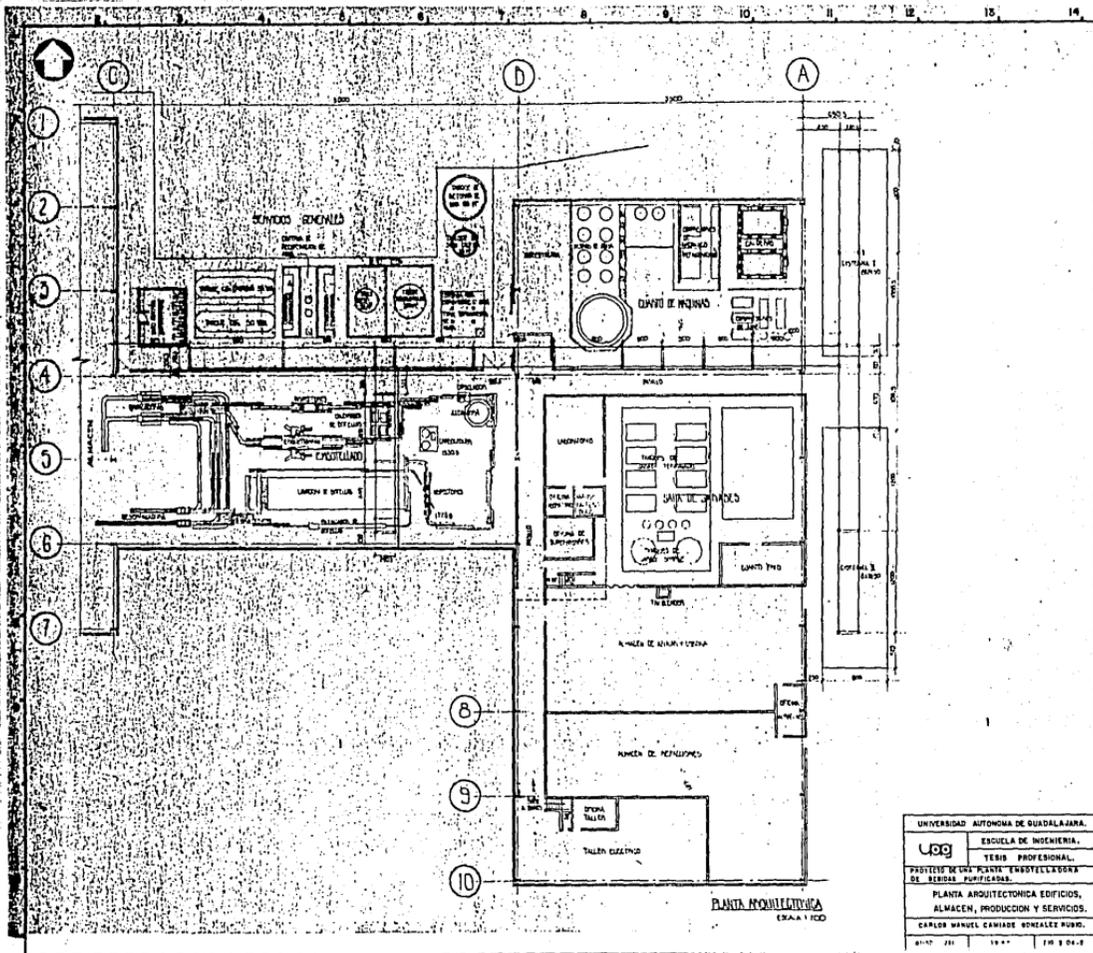


FIG. 2.04-1.

A partir de esta distribución se procedió a acomodar los equipos, -- las oficinas, las zonas de talleres, almacenes, y producción dentro de --- ellas, según plano de planta arquitectónica anexo. Fig. 2.04-2

Por las condicionantes de alturas, claros y estética se recurrió a - estructura del tipo marco rígido, de la que se hablará en el punto 2.08



UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE GUADALAJARA.	
ESCUELA DE INGENIERIA.	
TÉRMINO PROFESIONAL.	
PROYECTO DE OBRAS DE CONSTRUCCIÓN DE LA OBRERA DE SERVICIOS PUNIFICACIONES.	
PLANTA ARQUITECTONICA EDIFICIOS Y SERVICIOS.	
CARLOS MANUEL CAMARDE SONEALEZ RUIZ.	
01-07-2011	19-07-2011
19-07-2011	19-07-2011

2.05 PROYECTO DE NIVELES Y MEJORAS DEL TERRENO CONFORME A NECESIDADES DE LA PLANTA.

Dentro de la industria refresquera, uno de los puntos más importantes es el proyecto de niveles.

La importancia del proyectar adecuadamente los niveles de pisos terminados, es por la cantidad de aguas residuales y de desecho que tendremos que drenar fuera de la zona de producción, jarabes, casa de máquinas, servicios, etc..., pues como sabemos el agua es la materia prima de esta industria y el correcto funcionamiento de drenajes evitará problemas de encharcamiento e inundaciones en zonas que requieren un estado de limpieza y sanidad adecuado.

Antes de pensar en el desarrollo o fijar niveles de pisos terminados, tendremos que contar con la información que arrojen los estudios topográficos, obtenidos previamente de un levantamiento al terreno.

Los planos obtenidos de los estudios topográficos nos tendrán que mostrar la poligonal de nuestro terreno y para este caso del proyecto de niveles de pisos terminados, las curvas de nivel.

Contando con la información anterior podemos apreciar el acomodo que tienen nuestros edificios en el plano regulador (Lay Out) con respecto a los planos topográficos.

El manejo de plataformas de edificios y calles estarán regidos por las pendientes mínimas requeridas de los drenajes y las profundidades mínimas de arranque de los mismos, o por las mejoras que se tendrán que dar al terreno, si este lo requiere por mala calidad del material.

Por lo anterior podemos enunciar dos puntos definitivos que regirán el criterio de los niveles de pisos terminados:

- a) Pendiente mínima de drenajes
- b) Mejoras al terreno.

Por lo general el punto "a" es el que rige el criterio para fijar los niveles.

El punto "b" podrá quedar definido por el punto "a". En el hecho de tener que levantar plataformas de edificios y calles para poder drenar adecuadamente, o bien por estaciones de bombeo.

En el caso particular de nuestro proyecto, se encontró que no rigieron las pendientes de los drenajes, puesto que por nuestro terreno pasa un arroyo, el cual se aprovecha para recolección de aguas de desecho industrial, y que su cauce está a 10 Mts. aproximadamente abajo de la curva de nivel más baja de nuestra poligonal. (Fig. 2.05-1 a y b).

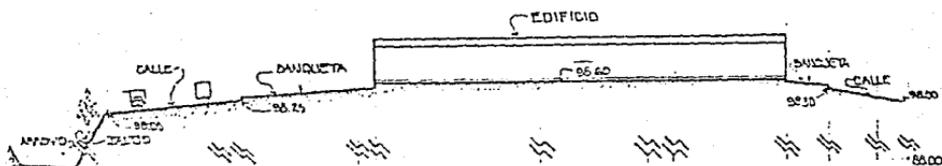


FIG. 2.05-1 a.

Por todo lo anterior, se propuso lo siguiente:

Tratar de aprovechar la topografía del terreno para la mejor proyección de niveles de plataformas de edificios y calles, suponiendo que el ma

material que pudieramos tener, producto de los cortes se utilizará en terraplenes (Fig. 2.05-2).

Para esto se tuvo que llevar a cabo un estudio de mecánica de suelos donde se aprobará ese criterio.

Toda obra deberá estar avalada por un estudio de mecánica de suelos. Es indispensable para conocer las características de suelo y el subsuelo donde desplantaremos una construcción.

Hecho el estudio, se comprobó que la proposición anterior era la más viable para nuestro proyecto, pues el material del terreno era de muy buena calidad. Sobre esto se hablará más adelante en el punto 2.06

Por lo anterior se obtuvo un ahorro considerable en todos los movimientos de tierras y obras de infraestructura.

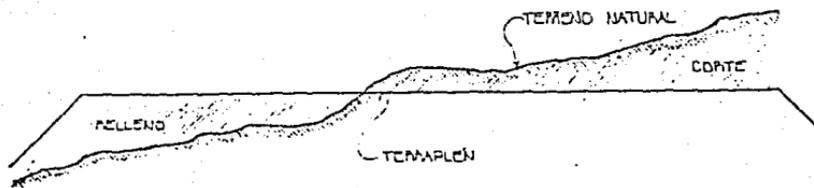


FIG. 2.05-2.

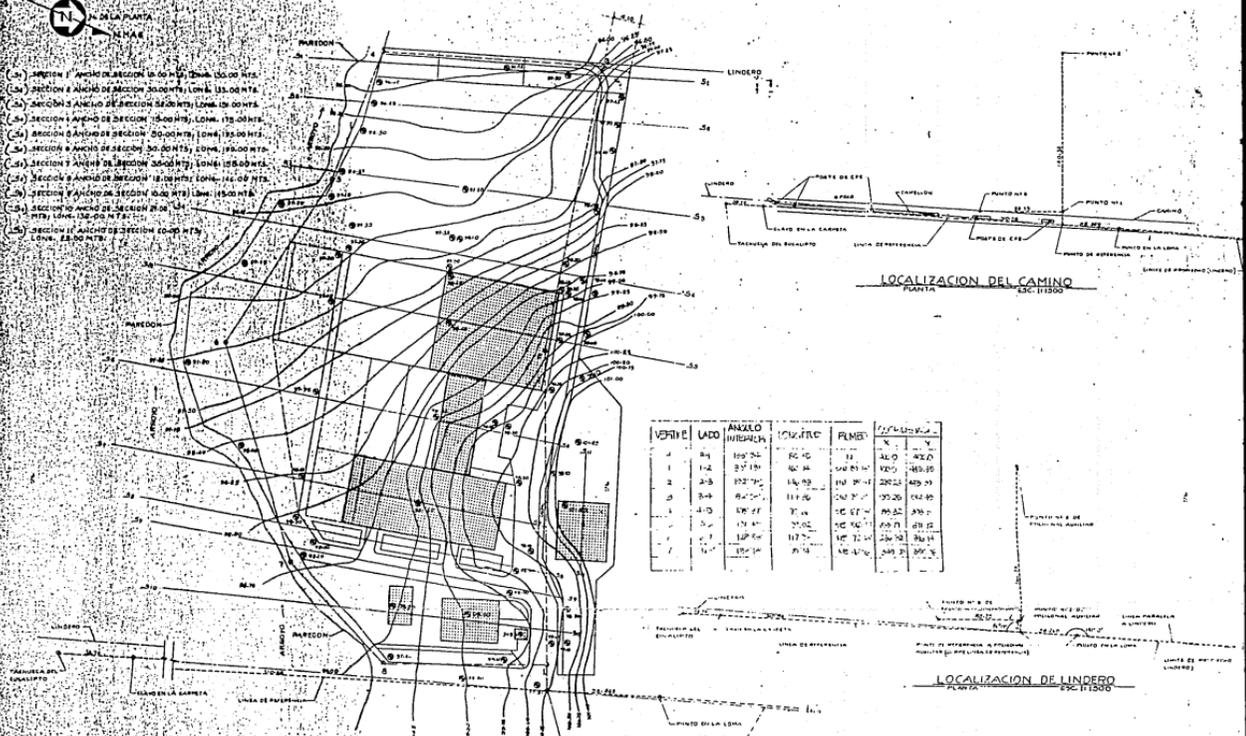
Para fijar finalmente los niveles de piso terminado, se buscó la forma de que los cortes al terreno fueran aproximadamente los mismos de los rellenos para así asegurar un óptimo rendimiento en materiales y costo. -- (Ver plano, Figura 2.05-3 y Fig. 2.05-4 a 2.05-14).



FIG. 2.05-1 b.



- (1) SECCION 1 ANCHO DE SECCION 10.00 MTS. LONG. 100.00 MTS.
- (2) SECCION 2 ANCHO DE SECCION 20.00 MTS. LONG. 115.00 MTS.
- (3) SECCION 3 ANCHO DE SECCION 30.00 MTS. LONG. 130.00 MTS.
- (4) SECCION 4 ANCHO DE SECCION 40.00 MTS. LONG. 145.00 MTS.
- (5) SECCION 5 ANCHO DE SECCION 50.00 MTS. LONG. 160.00 MTS.
- (6) SECCION 6 ANCHO DE SECCION 60.00 MTS. LONG. 175.00 MTS.
- (7) SECCION 7 ANCHO DE SECCION 70.00 MTS. LONG. 190.00 MTS.
- (8) SECCION 8 ANCHO DE SECCION 80.00 MTS. LONG. 205.00 MTS.
- (9) SECCION 9 ANCHO DE SECCION 90.00 MTS. LONG. 220.00 MTS.
- (10) SECCION 10 ANCHO DE SECCION 100.00 MTS. LONG. 235.00 MTS.
- (11) SECCION 11 ANCHO DE SECCION 110.00 MTS. LONG. 250.00 MTS.
- (12) SECCION 12 ANCHO DE SECCION 120.00 MTS. LONG. 265.00 MTS.
- (13) SECCION 13 ANCHO DE SECCION 130.00 MTS. LONG. 280.00 MTS.
- (14) SECCION 14 ANCHO DE SECCION 140.00 MTS. LONG. 295.00 MTS.
- (15) SECCION 15 ANCHO DE SECCION 150.00 MTS. LONG. 310.00 MTS.
- (16) SECCION 16 ANCHO DE SECCION 160.00 MTS. LONG. 325.00 MTS.
- (17) SECCION 17 ANCHO DE SECCION 170.00 MTS. LONG. 340.00 MTS.
- (18) SECCION 18 ANCHO DE SECCION 180.00 MTS. LONG. 355.00 MTS.
- (19) SECCION 19 ANCHO DE SECCION 190.00 MTS. LONG. 370.00 MTS.
- (20) SECCION 20 ANCHO DE SECCION 200.00 MTS. LONG. 385.00 MTS.



LOCALIZACION DEL CAMINO
PLANTA
ESC. 1:1500

VERTICE	LADO	ANCHO INTERMEDIO	LONGITUD	PERIM.	AREA	V.
1	84	100.00	80.00	112.00	4000.00	1.00
2	1-2	97.10	60.00	100.00	3600.00	1.00
3	2-3	100.00	100.00	141.42	20000.00	400.00
4	3-4	92.70	110.00	124.00	10000.00	100.00
5	4-5	100.00	70.00	141.42	4900.00	1.00
6	5-6	110.00	100.00	158.11	12100.00	1.00
7	6-7	100.00	80.00	128.00	3600.00	1.00

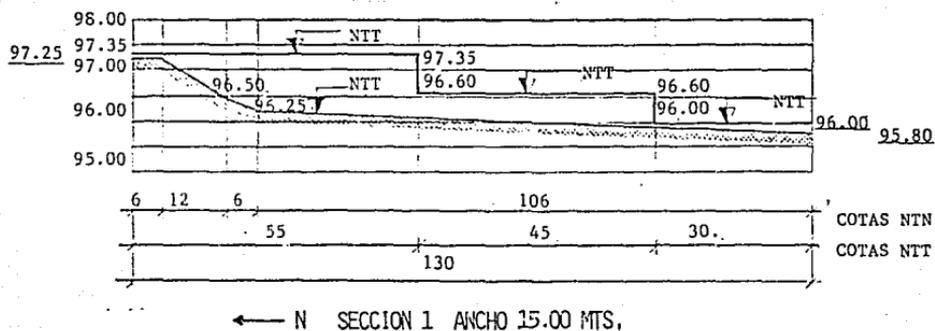
NIVELES DE TERRAZAS
PLANTA
ESC. 1:1500

LOCALIZACION DE LINDERO
PLANTA
ESC. 1:1500

UNIVERSIDAD AUTONOMA DE GUADALAJARA
UAG
 ESCUELA DE INGENIERIA
 TESIS PROFESIONAL
 PROYECTO DE UN SISTEMA VASISTICO DE RESERVA PROFESIONAL
 NIVELES DE TERRAZAS
 CARLOS MANUEL GONZALEZ SANCHEZ RIVERO
 BOB. JUL. 1987 P.M. 8:53

SECCIONES DE TERRACERIAS.

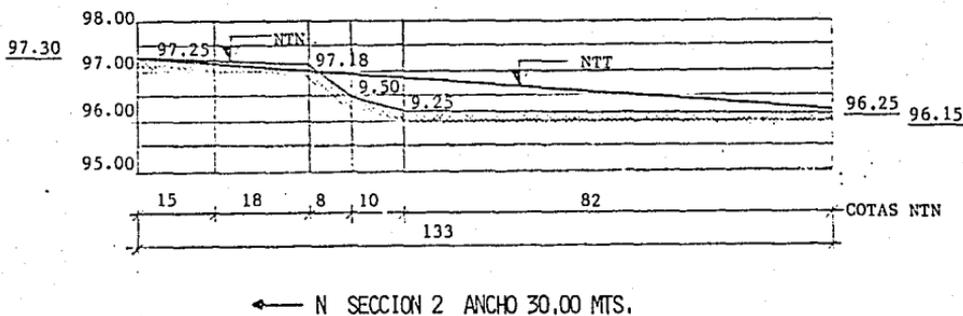
Referencia con plano anterior. (Niveles de terracerías).



ESC. HORIZONTAL 1:1000

ESC. VERTICAL 1:100

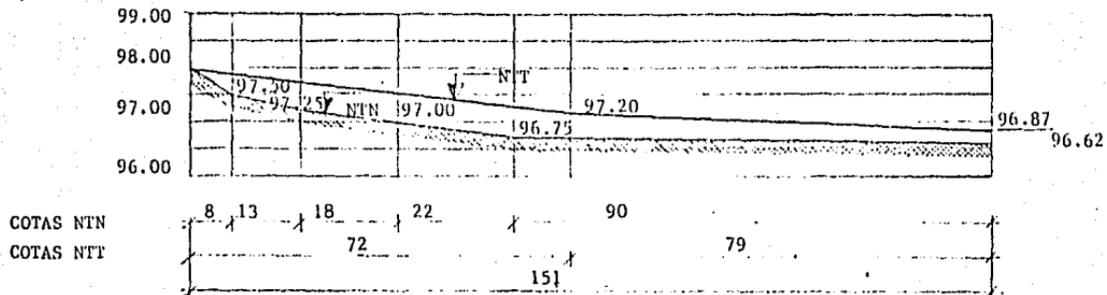
FIG. 2.05-4.



ESC. HORIZONTAL 1:1000

ESC. VERTICAL 1:100

FIG. 2.05-5.

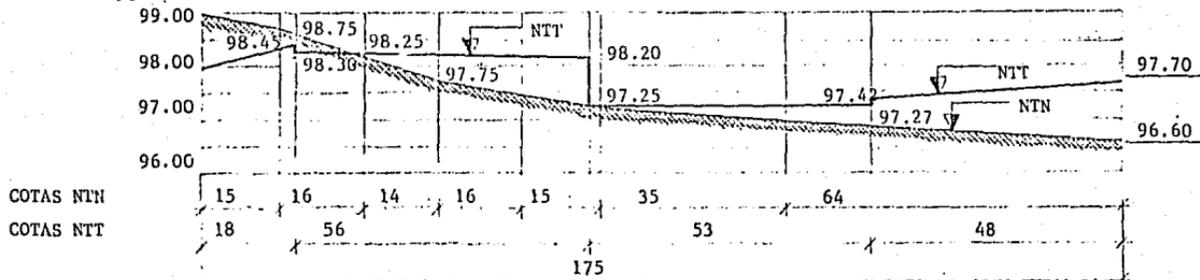


← N SECCION 3 ANCHO 52.00 MTS.

ESC. HORIZONTAL 1:1000

ESC. VERTICAL 1:100

FIG. 2.05-6.

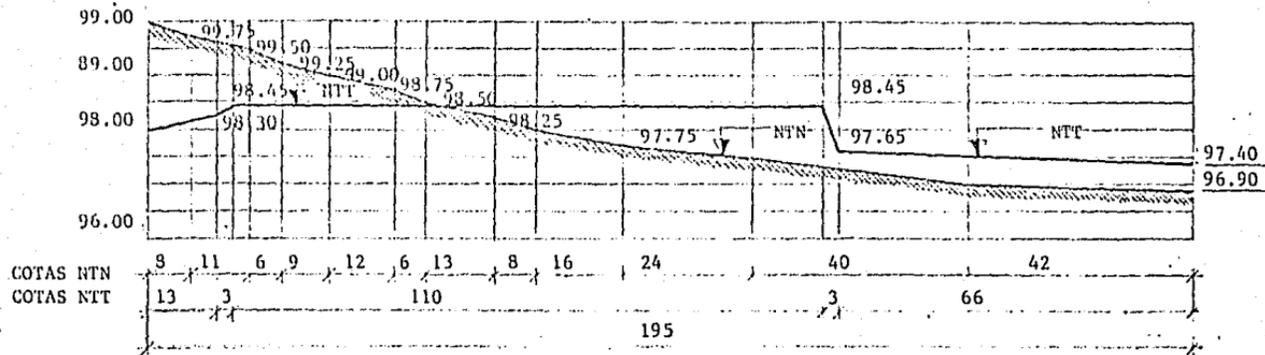


← N SECCION 4 ANCHO 15.00 MTS.

ESC. HORIZONTAL 1:1000

ESC. VERTICAL 1:100

FIG. 2.05-7.

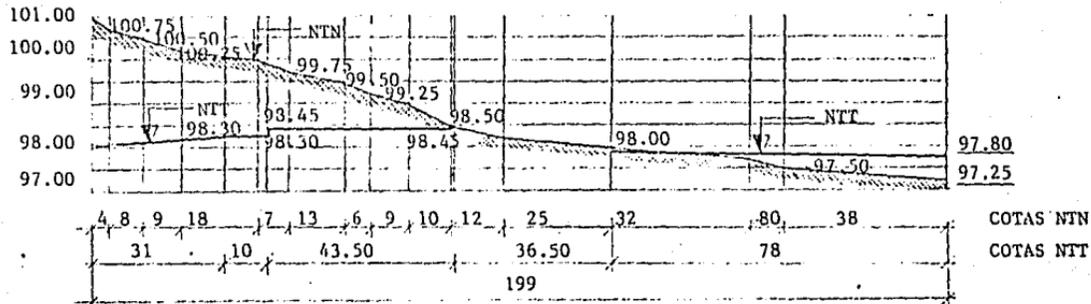


← N SECCION 5 ANCHO 50.00 MTS.

ESC. HORIZONTAL 1:1000

ESC. VERTICAL 1:100

FIG. 2.05-8

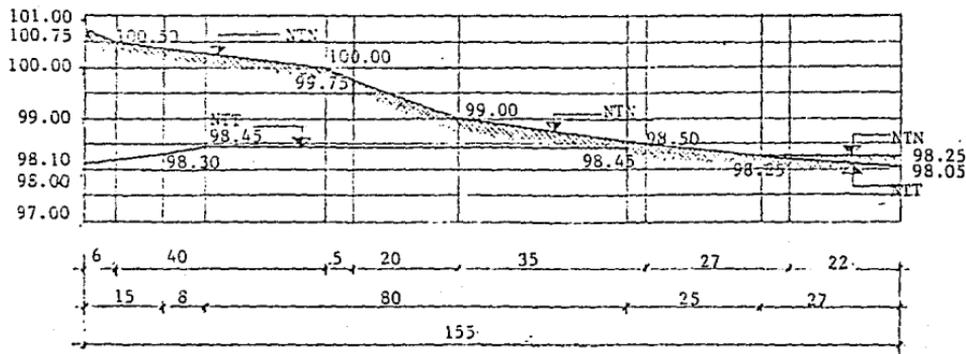


← N SECCION 6 ANCHO 50.00 MTS.

ESC. HORIZONTAL 1:1000

ESC. VERTICAL 1:100

FIG. 2.05-9.



COTAS NTN

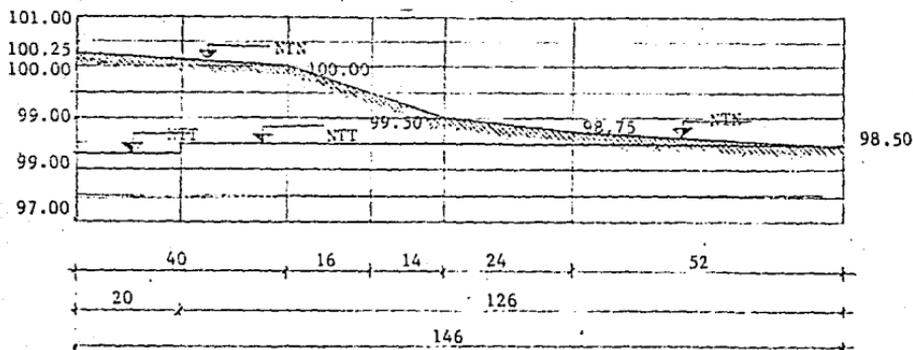
COTAS NTT

← N SECCION 7 ANCHO 35.00 MTS.

ESC. HORIZONTAL 1:1000

ESC. VERTICAL 1:100

FIG. 2.05-10.



COTAS NTN

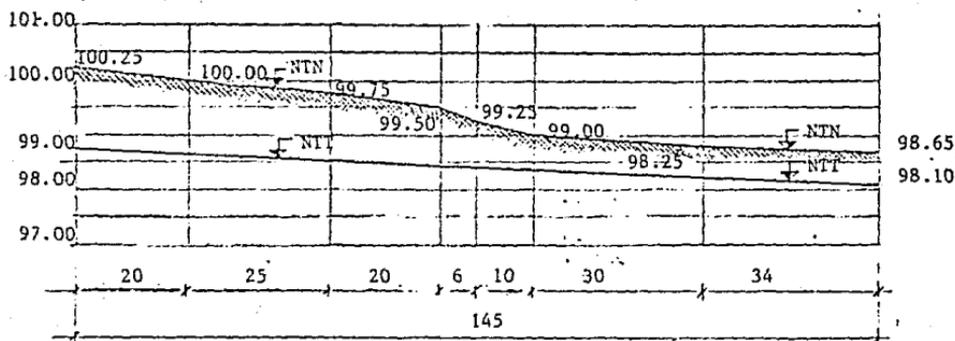
COTAS NTT.

← N SECCION 8 ANCHO 12.00 MTS.

ESC. HORIZONTAL 1:1000

ESC. VERTICAL 1:100

FIG. 2.05-11.

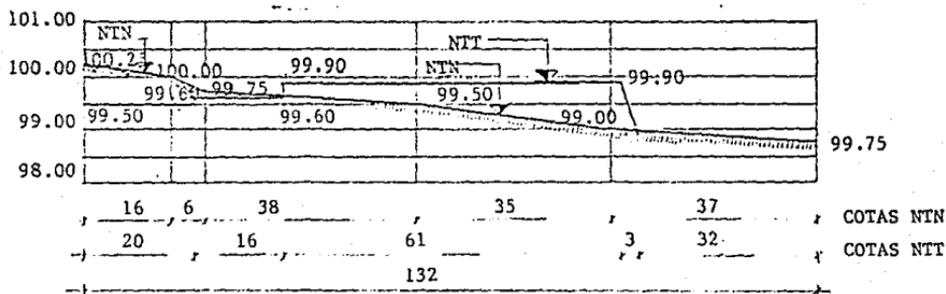


COTAS NTN
COTAS NTT

← N SECCION 9 ANCHO 10.00 MTS.

ESC. HORIZONTAL 1:1000
ESC. VERTICAL 1:100

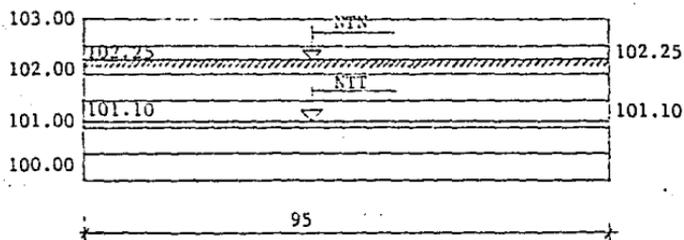
FIG. 2.05-12.



← N SECCION 10 ANCHO 27.00 MTS.

ESC. HORIZONTAL 1:1000
ESC. VERTICAL 1:100

FIG. 2.05-13.



← W SECCION LL ANCHO 25.00 MTS.

Fig. 2.05-14

ESC. HORIZONTAL 1:1000
ESC. VERTICAL 1:100

SIMBOLOGIA Y NOTAS:

NTT -- Nivel de terracería terminada.

NTN -- Nivel de terreno natural.

Nota: Las cotas y niveles están dados en metros.

2.06 ESTUDIOS DE MECANICA DE SUELOS.

De acuerdo a las proposiciones del punto anterior de tratar de aprovechar la topografía del terreno para proyectar los niveles de plataformas de edificios, suponiendo que el material producto de los cortes se utilizará en terraplenes, por lo que se tendrán que realizar estudios de mecánica de suelos que nos prueben ese criterio.

Ocuparemos además de lo anterior la capacidad de carga del terreno - para el diseño de nuestras estructuras de cimentación, de tal forma que se requirió de lo siguiente:

a) Cuatro pruebas de Penetración Estandar a 0.50, 1.00 y 1.50 metros de profundidad cada una, en distintos puntos de las zonas de los edificios ya definidos.

b) 16 "Calas" para poder determinar el peso volumétrico del material en cada sitio en donde se efectuó la prueba de Penetración Estandar.

c) Siete estudios completos para determinar las características de material.

1) Prueba de Penetración Estandar:

Esta prueba determina la capacidad de carga del terreno en Kg/cm^2 y es utilizada por los calculistas para el dimensionamiento y cálculo de sus estructuras de cimentación. En el lugar de las pruebas se localizaron cuatro sitios para llevarlas a cabo. Las pruebas fueron efectuadas en pozos a cielo abierto, al material retenido en la aguja del equipo en cada una de las pruebas se le determinó su granulometría. Se anexa forma de reporte No. 1 del estudio de mecánica de suelos.

2) Calas:

Esta prueba determina el peso volumétrico (Kg/m^3) del mate--

rial en el sitio estudiado, que comparándose con el peso volumétrico máximo Proctor o Porter, nos indica el porcentaje de compactación en el que se encuentra. Se hicieron calas en cada uno de los sitios de las pruebas de penetración estandar.

3) Estudios completos de suelos:

Estos estudios complementan las pruebas de penetración estandar, ya que nos permiten una clasificación del suelo y nos dan una idea de sus propiedades y comportamientos del mismo en presencia del agua, que en realidad es lo que interesa al ingeniero calculista. Se efectuó un estudio completo de cada uno de los sitios de la prueba de penetración estandar y posibles bancos de materiales que se emplearán para el revestimiento de caminos, el cual necesita ciertas características, tales como Valor Relativo de Soporte (V.R.S.), porcentaje de expansión, valor semejante y un peso volumétrico elevado. Se anexa reporte No. 2 para prueba del V.R.S.

A) Formación de terraplenes:

Según el proyecto se tendrán que mover grandes volúmenes de material en distancias máximas de 500 metros para la construcción de las plataformas, el mejor método para hacer estos movimientos es utilizar motoescrepas. Se recomendó despalmar el terreno natural en una capa de 20 cms. (capa vegetal), misma que se usará para jardín.

B) Métodos constructivos:

La motoescrepa se auto-carga en los sitios de corte o bancos de préstamo, auxiliada por un tractor de empuje. Se descarga bajando la cuchilla y depositando el material con un espesor de 30 cms., enseguida una pipa le adiciona el agua al mismo tiempo que es emparejado por una motoconformadora para

ser compactado con un patas de cabra.

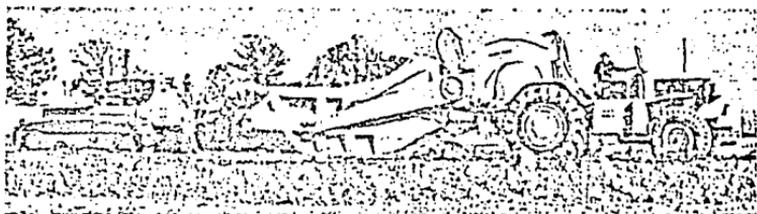


FIG. 2.06-1 MOTOESCREPA Y TRACTOR DE EMPUJE (BULLDOZER DE ORUGA).

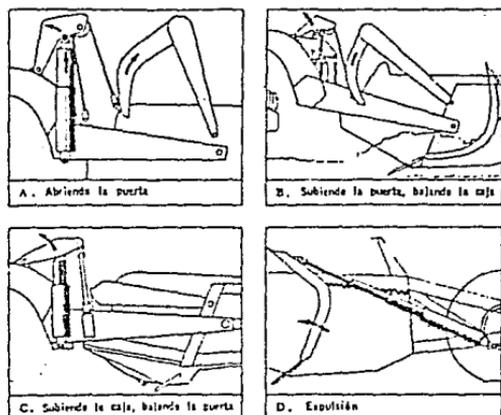


FIG. 2.06-2 POSICIONES DE OPERACION DE MOTOESCREPA.

C) Control:

Se llevó el control de los terraplenes formados, en la forma de reporte No. 3, control de compactación de terracerías; así como los resultados de las máximas Proctor y Porter, cuyo cuyos reportes son los No. 4 y No. 5 respectivamente.

Para la elección de que tipo de pruebas debe hacerse, dependerá del tipo de material que se este utilizando.

Se usa la prueba Proctor para los materiales de partículas muy finas que tienen cierto grado de plasticidad y un porcentaje de humedad óptimo más o menos alto.

Se usa la prueba Porter para los materiales de partículas granulares, de finas a gravas; su grado de plasticidad es menor o nulo y su porcentaje óptimo de humedad es bajo, menor de el 15% - de agua en relación con el peso seco.

D) Utilización de los cortes:

Los resultados obtenidos de la prueba de V.R.S. a todos los materiales estudiados, se determinó que podrán ser utilizados como terraplenes, ya que la prueba se efectuó con un espécimen completamente saturado, por lo que es suficiente proteger al terraplen con muy bajo valor de soporte de las siguientes maneras:

- 1) Colocar encima una superficie impermeable, como una carpeta asfáltica sellada o una losa de concreto.
- 2) Colocar encima un material de calidad, o sea una base que disminuya el esfuerzo soportado en las capas inferiores.

Por lo anterior el proyecto de utilizar los cortes como terraplenes fueron llevados a cabo, pues todas las pruebas se obtuvieron con resultados positivos, de tal forma que el determinar el terreno idóneo para la ejecución de un proyecto básico.

En la construcción de los terraplenes de la obra, las partes que quedaron protegidas con estructuras techadas, además de que fueron cubiertas con una losa de concreto, sobre el cual se colocaría el acabado de piso de seado; granito, loseta, concreto pulido, etc..., y que lo hace prácticamente impermeable, se trató la última capa de 20 cms. de espesor con 50 Kgs. de cemento por metro cúbico de suelo y que según los estudios efectuados con la misma proporción en el laboratorio de mecánica de materiales le incrementa su V.R.S. más del 200%. Al ser mezclado con el material que se usó como banco de préstamo y que tenía un V.R.S. de 57% al 80% según estu-

dios hechos al material; el V.R.S. alcanzado fué mayor en un 267% siendo - esta última carga la más alta que puede leerse en la prensa de V.R.S. Este fué el material que se usó principalmente en la formación de terraplenes sobre todo en las zonas de descarga, maniobras y tránsito; la cual que do cubierta de un pavimento asfáltico que consta de:

- 1) Tratamiento de la última capa de 20 cms. de espesor con 50 Kgs.- de cemento por metro cúbico de suelo.
- 2) Riego de impregnación.
- 3) Riego de liga y colocación de carpeta asfáltica de espesor tirada en caliente.
- 4) Sellado.



FIG. 2.06-3 EMPAREJADO DE MATERIAL POR MOTOCONFORMADORA.



FIG. 2.06-4 BASE DE 20 CMS. DE ESPESOR DE SUELO-CEMENTO 50 KG/M³.

ABRIL/1983

ESTUDIOS GEOTECNICOS REALIZADOS AL TERRENO UBICADO EN EL KM. 8.752 DE LA
CARRETERA TLAJOMULCO-SAN MIGUEL CUYUTLAN, MPIO. DE TLAJOMULCO DE ZUÑIGA, JAL.

RESUMEN DE CARACTERISTICAS

No.	FOZO	PROF. DE	% W A NAT.	GRANULOMETRIA			P.P.L. -200	LIMITES ATTERBERG				PROCTOR				VALOR CEMENTANTE	PESO VOLUMEN NAT.	No. GOLPES	CAPACIDAD DE CARGA KG/CM ²
				G	A	F		L.L.	L.P.	I.P.	C.L.	PORTER D.R.	% W 3 OPT.	VRS	% EXP.				
1	1	0.65	0.95	0.0	76.2	23.8											30	4	
2		1.10	1.20	0.0	75.1	24.9											30	4	
3		0.00	1.20	0.6	71.0	28.4	28.6	19.9	12.8	7.1			2050	2	7.7	12.1	3.2	8.3	
4		0.25	0.40	11.1									2005	1	12.0				1630
5		0.50	0.65	4.9															1642
6		1.00	1.15	7.1															1979
7	2	0.65	0.95	0.0	45.3	54.7	54.7												14
8		1.15	1.45	0.0	31.9	68.1	68.1												15
9		1.65	1.95																14
10		0.00	1.50	23.6	0.0	57.6	42.4	42.4	23.8	16.6	7.7		1712	2	22.7	10.4	1.5	18.6	
11		0.35	0.50	15.3									1790	1	16.8				1588
12		0.55	0.70	16.0															1600
13		1.00	1.15	17.8															1330
14		1.50	1.65	17.7															1443
15	3	0.65	0.95	0.0	29.7	70.3	70.3												30
16		1.15	1.45	0.0	46.9	53.1	53.1												21
17		1.70	2.00	0.0	37.4	62.6	62.6												16
18		0.00	2.00	1.7	57.6	40.7	41.4	33.6	17.8	15.8	5.3		1730	1	18.6				
19		0.20	0.35	10.3	1.5	69.7	28.8	29.2					1980	1	15.6				1562
20		0.50	0.65	10.5	0.4	48.5	51.6	51.8	34.5	16.8	17.7	6.1	1639		22.2				1453
21		1.00	1.15	17.1															1356
22		1.50	1.65	13.2	0.9	57.7	41.4	41.8					1740		20.5				1610
23	4	0.65	0.95	0.0	22.5	77.5	77.5												30
24		1.15	1.45	0.0	13.0	87.0	87.0												27
25		1.65	1.95	0.0	26.2	73.8	73.8												30
26		0.00	2.00	0.0	29.5	70.5	35.6	35.6	21.1	14.5			1710	2	15.5	4.4	9.8	7.8	
27		0.25	0.40	28.8									1520	1	26.3				1359
28		0.55	0.70	15.1															1168
29		1.00	1.15	16.3															1223
30		1.50	1.65	15.3															1268

FORMA DE REPORTE No. 1

LABORATORIO DE MATERIALES

MOLDE # 1

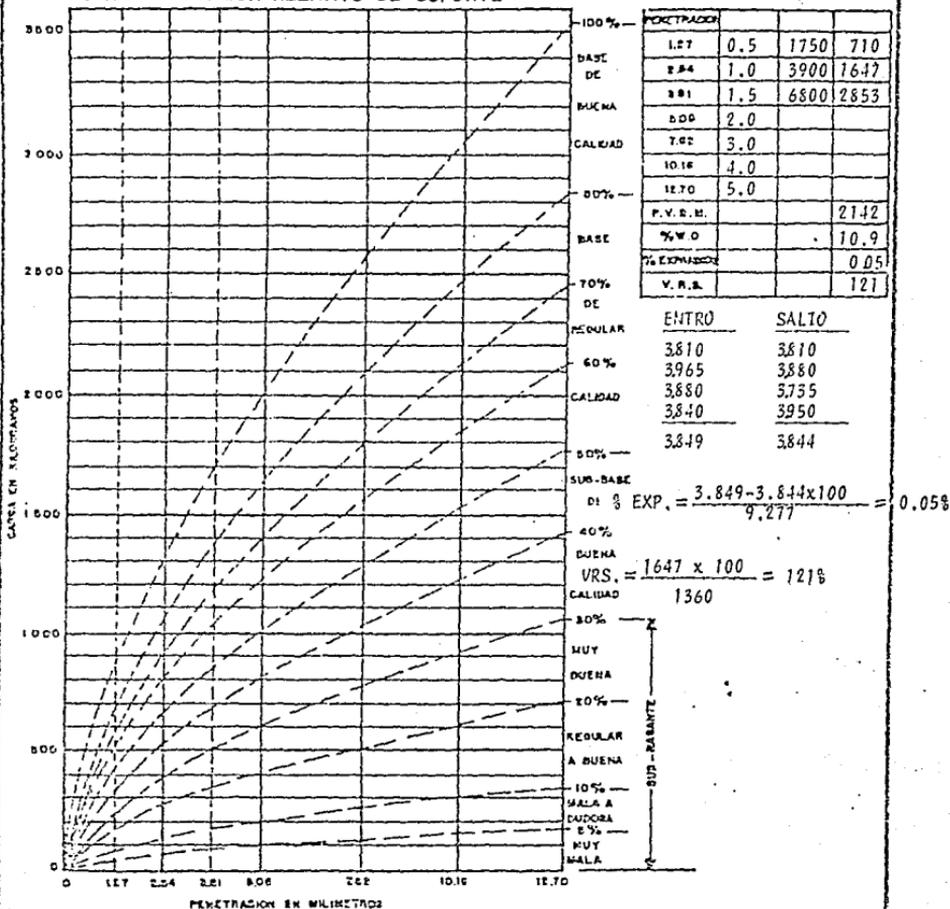
MUESTRA No.

OPERADOR

FECHA

8 DE MAYO DE 1983

PRUEBA DE VALOR RELATIVO DE SOPORTE



OBSERVACIONES:

BANCO No. 1 CON CEMENTO.

FORMA DE REPORTE No. 2

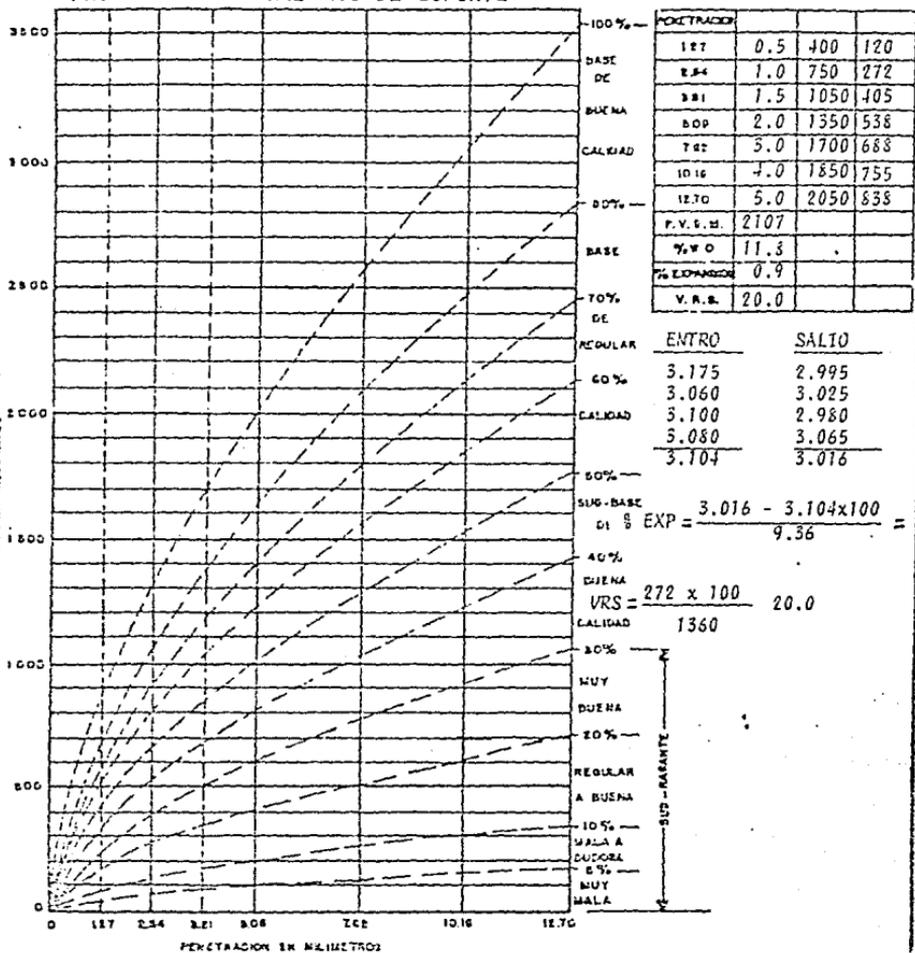
LABORATORIO DE MATERIALES

MUESTRA No. MOLDE #4 OPERADOR

FECHA 8 DE MAYO DE 1987.

HORA: 19:15

PRUEBA DE VALOR RELATIVO DE SOPORTE



OBSERVACIONES:

BANCO No. 1 SIN CEMENTO.

LABORATORIO DE MATERIALES

VIEJO---
MOLDE #8

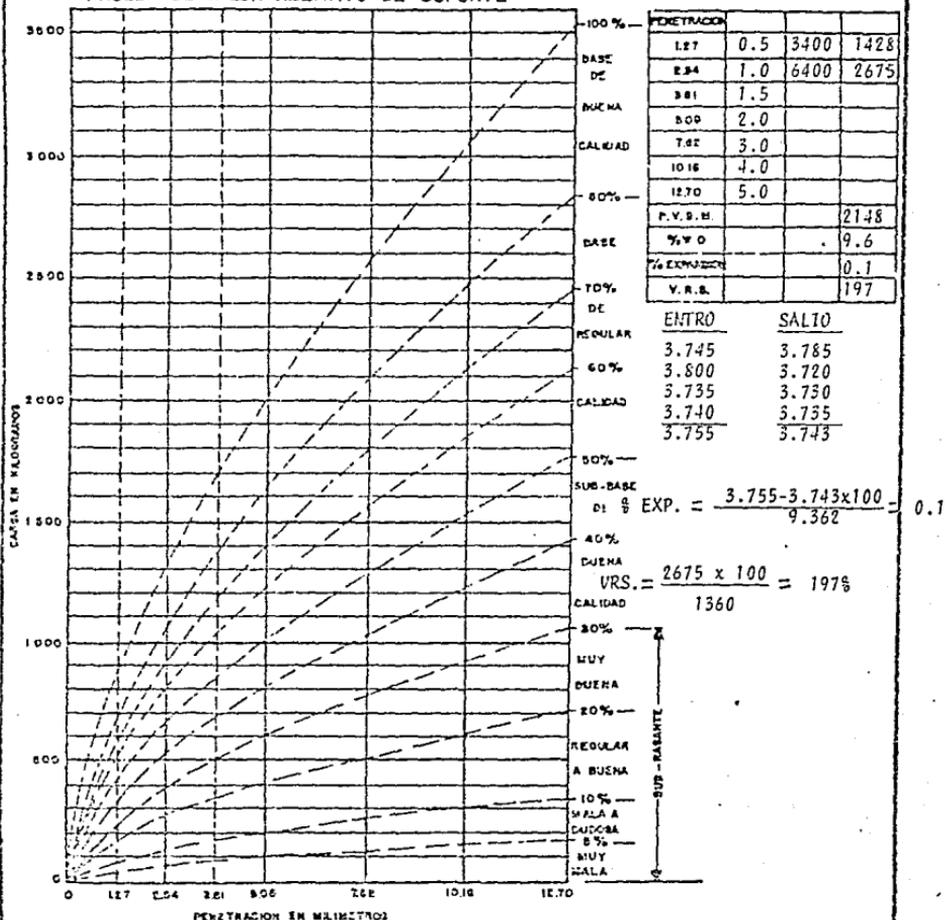
MUESTRA N°

OPERADOR

FECHA

8 DE MAYO DE 1985

PRUEBA DE VALOR RELATIVO DE SOPORTE



OBSERVACIONES:

BANCO # 1 CON CEMENTO

RELACION DE ESTUDIOS EFECTUADOS PARA VER EL VALOR RELATIVO DE SOPORTE DE DIFERENTES BANCOS Y EL BENEFICIO AL AGREGARLE EL 3.3% DE CEMENTO EN VOLUMEN (1 SACO DE CEMENTO POR CADA M³ DE MATERIAL).

P R U E B A	B A N C O 1	B A N C O 2	B A N C O 3
P.V. S.M. SIN CEMENTO	2,107	2,144	2,109
P.V. S.M. CON CEMENTO	2,141 2,148	2,149 2,149 2,147	2,121 2,114 2,144
V.R.S. SIN CEMENTO	20	60.1	69.7
V.R.S. CON CEMENTO	121 197	166 216 166	216 216 216

COMO SE PUEDE OBSERVAR EL BENEFICIO AL INCLUIRLE CEMENTO AL MATERIAL ES BUENO, PUES AUMENTA SU V.R.S. A MAS DEL 100% QUE ES LO QUE SE PIDE PARA UNA BASE MUY BUENA, SE RECOMIENDA EL BANCO # 3, PARA OBTENER ESTE V.R.S. - SE NECESITA QUE SEA MEZCLADO TENDIDO Y COMPACTADO ANTES DE 2 HORAS ,

RESUMEN Y CONCLUSIONES DE
FORMA DE REPORTE No. 2

CONTROL DE COMPACTACION DE TERRACERIA

OBRA: PENAFIEL

TURNO:

BANCO PRESTAMO:

28 DE MAYO DE 1983

HOJA 1 DE 2

LOCALIZACION DE SONDEO				Prof. de las calas Cms.		DATOS DE LA CALA			Peso Neto Tierra Humeda Kcs.	Residuo Seco 100 Grs.	%	Peso Tierra Seca Kcs.	Ø d	Procter Porter HLL D. R.	$\frac{0}{1}$	%	OBSERVACIONES
Estn.	Elev.	T R A M O		De	A	Lectura Antes	Lectura Despues	Volumen Lts.									
		Del. Km.	Al Km.														
7	TERRENO NATURAL			10	25	145	1090	945	2160	88.7	12.7	1916	2028	1980	12.2	102	T.N.
8	EN ZONA EXCAVADA POR HABER MUCHOS			10	25	"	1230	1085	2310	89.3	12.0	2063	1901	"		96	"
9	BACHES.			10	25	"	1230	1085	2345	90.0	11.1	2110	1945	"		98	"
10				10	25	"	1100	955	1910	88.2	13.4	1685	1764	"		89	"
11				10	25	"	1340	1195	2440	89.4	11.9	2181	1825	"		92	"
12				10	25	"	1220	1075	2210	89.2	12.1	1971	1834	"		93	"
13				10	25	"	1300	1155	2325	94.5	5.8	2197	1902	"		96	"
14				10	25	"	1260	1115	2100	92.6	8.0	1945	1744	"		88	"

CONTROL DE COMPACTACION DE TERRACERIA

OBRA: PENAFIEL

TURNO:

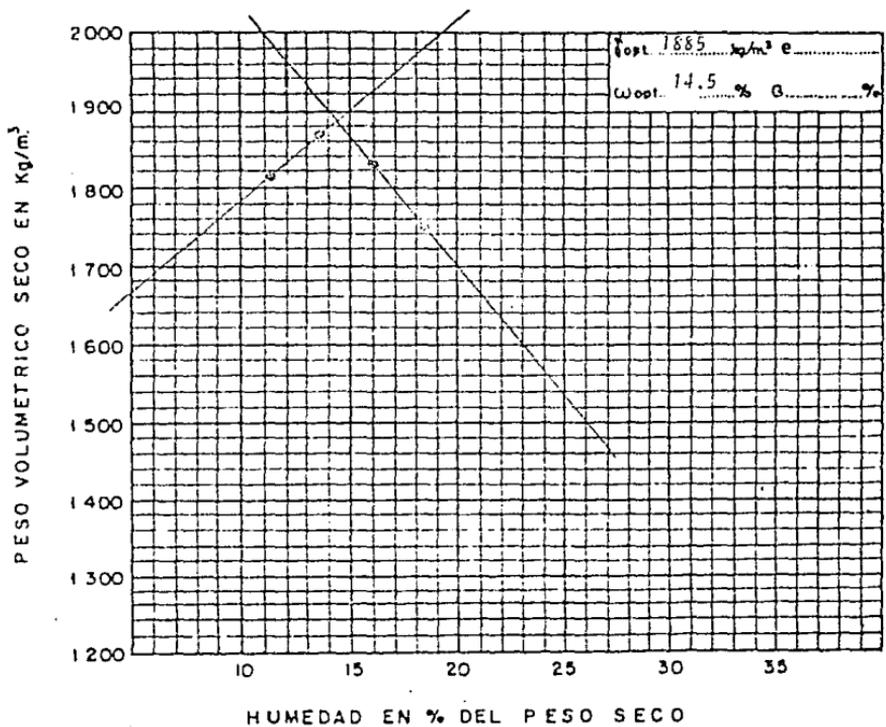
BANCO PRESTAMO: 28. DE MAYO DE 1983 HOJA 2 DE 2.

LOCALIZACION DE SONDEO				Prof. de las calas Cms.		DATOS DE LA CALA			Peso Neto Tierra Humeda Kgs.	Residuo Seco 100 Grs.	%	Peso Tierra Seca Kcs.	Ø d	Proctor HLL D. R.	$\frac{0}{1}$	%	OBSERVACIONES
Estn.	Elev.	T R A M O				Lectura Antes	Lectura Después	Volumen Lts.									
		Del. Km.	Al Km.														
15	☉	PRIMERA		10	25	145	1170	1025	2130	85.1	17.5	1813	1768	1885/14.5		94	
16	DER.	CAPA		10	25	"	1135	990	2180	90.0	11.1	1962	1982	2020/12.0		98	
17	IZQ.	PEGADA AL CERCO		10	25	"	1150	985	2090	89.5	11.7	1871	1899	"		94	
18	☉			10	25	"	1430	1285	2705	90.4	10.6	2445	1903	"		94	
19	DER.			10	25	"	1040	895	1965	88.9	12.5	1747	1952	"		97	
20	IZQ.			10	25	"	1170	1025	2200	91.3	9.5	2008	1960	"		97	
21	DER.			5	20	"	1430	1285	2490	88.9	12.5	2213	1727	1885/14.5		91	
22	☉			10	25	"	1125	980	2130	90.0	11.1	1917	1756	2020/12.0		97	
23	IZQ.			10	25	"	1200	1025	2210	88.9	12.5	1965	1862	1975/12.1		94	
24	DER.			10	25	"	1230	1085	2355	90.5	10.5	2131	1964	2020/12.0		97	
25	☉			10	25	"	1260	1115	2360	90.0	11.1	2124	1905	"		94	
26	IZQ.			10	25	"	1180	1035	2360	89.0	12.4	2100	2029	"		100	
27	DER.			10	25	"	1310	1165	2460	89.4	11.9	2199	1888	1975/12.1		96	
28	IZQ.			10	25	"	1100	955	2170	90.0	11.1	1953	2045	2020/12.0		101	

COMPACTACION PROCTOR

Procedencia CALAS = 1 y 7 CERCA Identificación de Lab.
 Banco Pozo Profundidad
 Muestra Est Fecha 8 DE MAYO DE 1983
 Equipo usado Cilindro N° Volumen V lts. Peso T Kgs.

PESO CILIN- DRO + T. ENCA W + T + W _h	T. MUESTRA CORRECTIVA F _m = W - T	MUESTRA PARA OBTENCION DEL CONTENIDO DE AGUA						W _h = CONTENIDO DE AGUA EN %	W _p = MUESTRA SECA EN G	W _s = MUESTRA SECA EN G	W _v = MUESTRA SECA EN G
		TARA	PESO TARA	TARA + MUESTRA HUMEDA	TARA + MUESTRA SECA	W _h PESO AGUA	W _s PESO SECO				
5900	1830					100.0	90.0	11.1	1692	1817	
4000	1930					"	88.0	13.6	1742	1872	
4000	1930					"	86.5	15.9	1709	1835	
5950	1930					"	84.4	18.5	1629	1750	

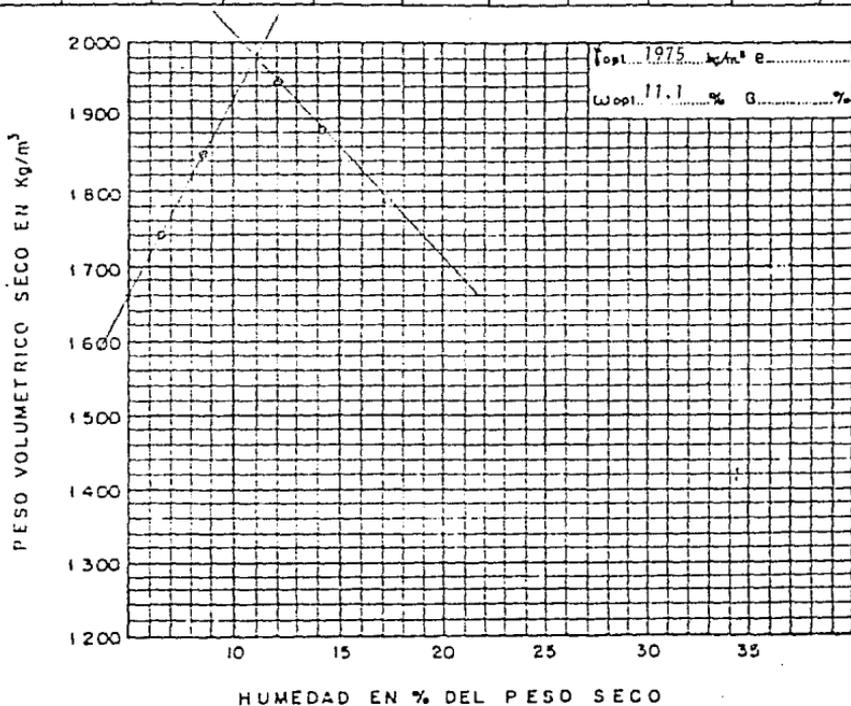


Observaciones
 Operador Cálculo Fecha

COMPACTACION PROCTOR

Procedencia CALA # 1 Y # 2. Identificación de Lab.
 Banco Pozo 009-015 Profundidad
 Muestra Est. 015-050 Fecha 8 DE MAYO DE 1983
 Equipo usado Cilindro N° Volumen V = lts. Peso T = Kgs.

PESO GRAM. + T. AREA E: T A W	T. HUMEDAD CORRECTADA W _c = W - T	MUESTRA PARA OBTENCION DEL CONTENIDO DE AGUA						W ₁₀₀ W _s	W ₂₀₀ W _s	W _p W _s	W _L W _s	W _U W _s
		TARA	PESO TARA	TARA + MUEST. HUMEDA	TARA + MUEST. SECA	W _w PESO AGUA	W _s PESO SECO					
5753	1750				93.3			3.6	1623	1743		
5333	1870				92.1			3.6	1722	1850		
4030	2010				89.0			12.4	1816	1950		
4020	2000				87.5			14.5	1746	1875		
3935	1965				85.1			17.5	1672	1796		



Observaciones
 Operador Cálculo Fecha

COMPACTACION PROCTOR

CALAS 2 y 6 1^a CAPA.

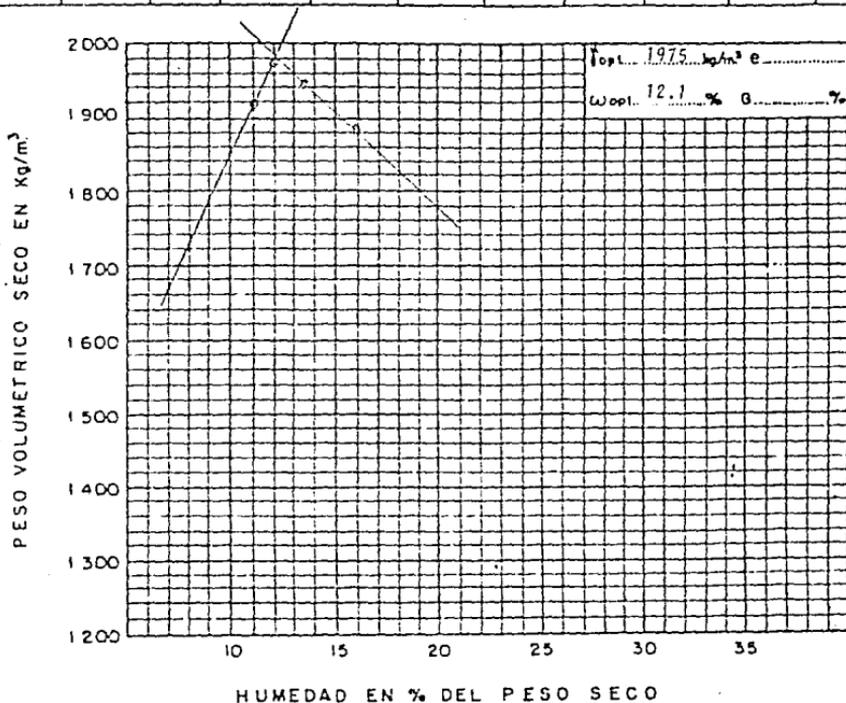
Procedencia Identificación de Lab.

Banco Pozo Profundidad

Muestra Est. Fecha 8 DE MAYO DE 1983.

Equipo usado Cilindro N° Volumen V = 931 lts. Peso T = 2020 Kgs.

PESO GRAM. + T. MUESTRA W + T ₁ W ₁	T. MUESTRA + T. MUESTRA W ₂ + T ₂ W ₂	MUESTRA PARA DETERMINACION DEL CONTENIDO DE AGUA						W ₁₀₀ W ₂₀₀	W _p H ₂ O	W _s H ₂ O	W _s H ₂ O
		TARA	PESO TARA	TARA + MUESTRA MUESTRA	TARA + MUESTRA RECA	W ₁ PESO AGUA	W ₂ PESO AGUA				
							100.00				
4000	1930						"	90.1	11.0	1734	
4075	2055						"	89.5	12.0	1855	
4075	2055						"	88.0	13.6	1808	
4030	2050						"	86.3	15.9	1752	



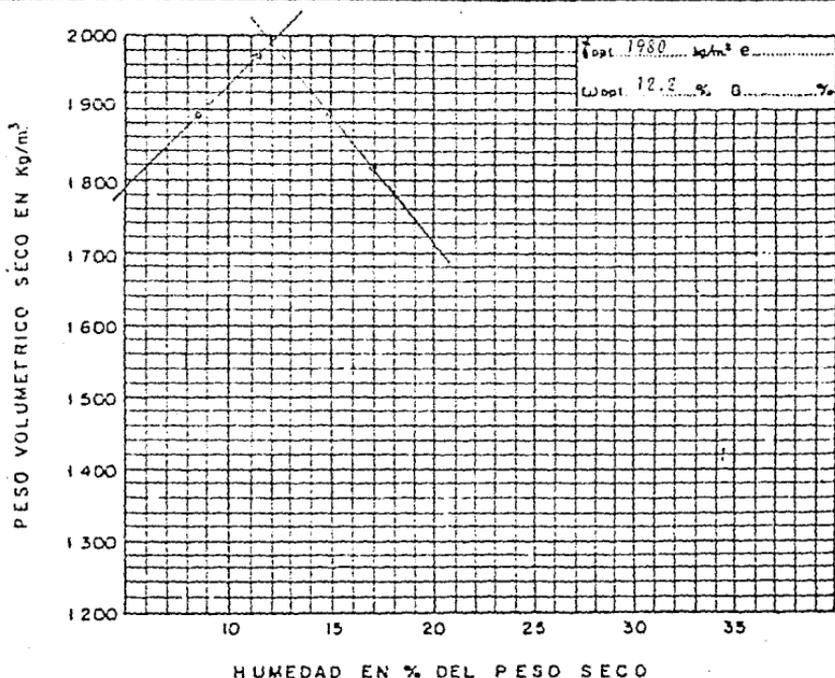
Observaciones

Operador Cálculo Fecha

COMPACTACION PROCTOR

Procesamiento: CASAS = 1 y 1 excavada Identificación de Lab.
 Banco: Pozo Profundidad:
 Muestra: Est. Fecha: 3 DE MAYO DE 1953
 Equipo usado Cilindro No. Volumen V = 931 lts. Peso T = 2020 Kgs.

PESO GRAM. + T. CUBA C + T + W	T. MUESTRA + T. CUBA C + T + W - T	MUESTRA PARA DETERMINACION DEL CONTENIDO DE AGUA				W _u % CONTENIDO DE AGUA, P. C. W.	W _m % TENSIA DESA HUMECTANTE	W _s - W _u % PESO VOL. SOLIDA
		TARA	PESO TARA	TARA + MUEST. HUMEDA	TARA + MUEST. SECA			
8950	1910				100.0	92.1	8.6	1759
4035	2045				"	89.7	11.5	1854
4045	2025				"	87.0	15.0	1782
4030	1930				"	85.5	17.0	1695



Observaciones:
 Operador: Cálculo: Fecha:

LABORATORIO DE MATERIALES

PRUEBA DE COMPACTACION "PORTER"

FECHA:	Mayo 8 de 1983.	# 4	# 1	# 8		
LOCALIZACION:	MUESTRA # 1 BCO # 1	SIN	CON	CON		
PESO DEL MATERIAL						
% DE AGUA AGREDA						
PESO DEL MAT. DE PRUEBA	1	4000	4000	4000		
ALTURA DEL CILINDRO	2	17.8	17.8	17.7		
ALTURA AL BORDE DEL CILINDRO	3	8.44	8.52	8.34		
ALTURA DEL ESPECIMEN	4=2-3	9.36	9.28	9.36		
AREA	5	181.5	181.5	181.5		
VOLUMEN DEL MAT. COMPACTADO $G=4 \times 5$		1698.8	1698.3	1698.8		
$P \cdot W$ Kg ³ /M ³	7= 1/6	2355	2375	2355		
$P \cdot S$ Kg ³ /M (PVS M)	8= 7/12+100	2107	2141	2148		
% W OPTIMA		11.8	10.9	9.6		
HUMEDAD						
PESO HUMEDO	9	200.0	200.0	200.0		
PESO SECO	10	178.9	180.3	182.4		
CONTENIDO DE AGUA	11= 9-10	21.1	19.7	17.6		
% DE HUMEDAD	12= 11/10 x 100	11.8	10.9	9.6		
		8530	8410	8335		
		8350	8635	8335		
		8450	8525	8345		
		8450	8520	8335		
LEC. PROMEDIO	13	8.440	8.523	8.338		

Operador _____

REFERENCIADO A LAS PRUEBAS DE V.R.S. ANTERIORES

Observaciones _____

SIN (CEMENTO)
CON (CEMENTO)

FORMA DE REPORTE No. 5

Las pruebas anteriores nos llevaron a comprobar que los estudios de mecánica de suelos son necesarios para cualquier tipo de obra, además de garantizar los datos óptimos del terreno tanto en su suelo como en el subsuelo, dándonos la seguridad de la buena estabilidad de las estructuras desplantadas en los mismos.

Concluimos que por el costo de estos estudios tanto antes de ejecutar el proyecto, como en el transcurso de la obra, comparándolo y prorratándolo con el gasto total del proyecto vemos que el desembolso es mínimo, garantizando de esta manera un uso adecuado del terreno y una optimización en los cálculos de nuestras estructuras desplantadas en el mismo.

2.07 CALCULO DE RED DE DRENAJES EXTERIORES.

Para este tipo de industrias es de vital importancia el buen diseño de la red de drenajes puesto que el desecho principal de los procesos de producción es el agua.

Tomando en cuenta lo anterior tendremos que diseñar los recorridos de nuestras líneas de drenajes por puntos estratégicos, los cuales captendrán de la manera más óptima todos los desperdicios de aguas residuales, siempre y cuando respetando los niveles del proyecto antes diseñados para poder tener las pendientes óptimas para el desalojo de nuestras aguas pluviales y residuales.

Se tomaron las siguientes consideraciones para el cálculo de los drenajes:

a) Cálculo del Gasto:

1) Método racional. $Q = \frac{AIR}{3600}$; donde:

Q---Gasto dado en Lts/seg.

A---Area de la zona a drenar en M²

I---Intensidad pluviométrica en mm/Hr.

R---Coeficiente de escurriantía y esta en función del tipo de superficie que capta el agua de precipitación.

2) Tipos de superficie para coeficientes de escurriantía.

	--R--	
- Superficie de techos impermeables	0.70	a 0.95
- Pavimento asfáltico en buen estado	0.80	a 0.90
- Pavimento con piedra y juntas cemen- tadas.	0.75	a 0.85
- Idem al anterior pero sin cementar	0.50	a 0.70
- Caminos y pasos con grava.	0.15	a 0.35
- Jardines, praderas, sup. naturales de terreno	0.05	a 0.25

3) Intensidad pluviométrica.

Datos tomados para la zona de Guadalajara, Jalisco; que corresponde a la misma zona de Tlajomulco de Zúñiga, Jal; según el Instituto de Astronomía y Meteorología de la Universidad de Guadalajara, al año de 1983, siendo de $I=64.0$ ---- mm/Hr, en el mes de Agosto y fué el mes que promedió más in tensidad pluviométrica en los últimos 20 años en mm/Hr.

b) Cálculo de diámetros para tubería de concreto.

Se calcularon por medio de los nomogramas de la fórmula de ---- Manning para tuberías de $n=0.013$.

c) Nomenclaturas:

En las líneas de tuberías se indican (L,S,D)

L -- Longitud del drenaje entre registro y registro.

S -- Pendiente en milímetros.

D -- Diámetro de la tubería en pulgadas.

NOTAS ADICIONALES:

--Las tuberías serán de concreto simple.

--Los gastos del equipo y de aguas residuales serán de 9 Lts/seg. -- aproximadamente.

Para poder desarrollar el Método Racional, para el cálculo del gasto, se debe contar ya con el desarrollo de la línea de drenaje, además de croquis correspondientes a las distintas áreas de las superficies impermeables de las cuales se drenará las aguas pluviales y residuales.

A continuación se desarrolla el cálculo de el método racional para cada área y cada una de ellas forma una área total, la que se determina, en el plano de drenajes anexo.

El procedimiento para el cálculo del gasto, utilizando el método racional es el siguiente:

Se determinan primeramente las trayectorias de la línea de drenaje, utilizando el proyecto de niveles y el punto final a drenar el gasto total para poder determinar las pendientes. Se localizan las bocas de tormenta, los pozos de visita, los registros, fosas sépticas, coladeras, cárcamos, etc...

El primer paso es seccionar el plano general ya con las trayectorias en distintas áreas, que los denominaremos croquis en lo sucesivo.

Se determinarán las áreas de cada croquis y se calcula el gasto de cada una de ellas con la fórmula del método racional.

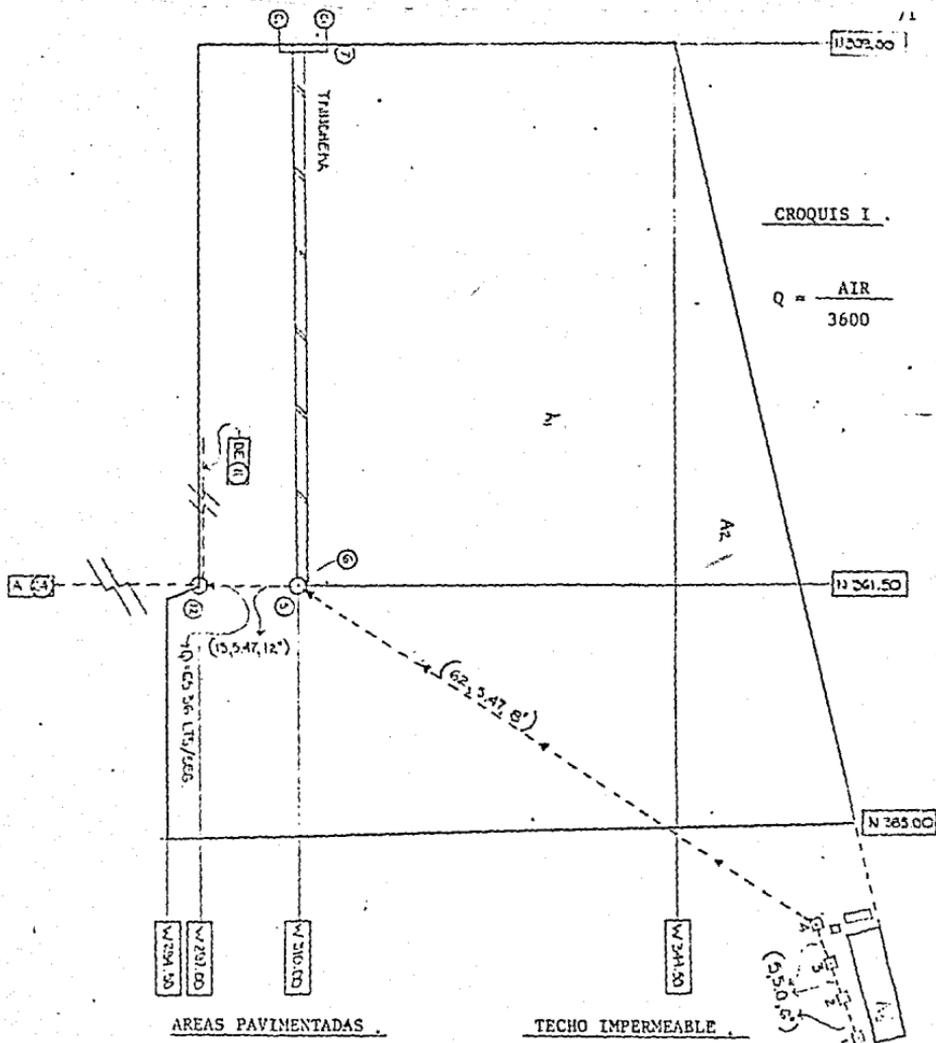
Se empezará a calcular el gasto desde los puntos de arranque de las trayectorias de cada línea y se va a determinar el diámetro de ese croquis en base al gasto inicial resultado, se prosigue con el croquis que continúa inmediatamente a la línea antes analizada y se calcula su área y su gasto, y el gasto resultado de esa área se suma al del croquis anterior y se determina el diámetro en base a los nomogramas de la fórmula de Manning; para ese croquis, y de esta forma se sigue analizando croquis por croquis, hasta que al final se tiene un gasto total en el punto a drenar. Todas las sumas de los gastos de cada croquis nos pueden servir como comprobación para checar el gasto total final a la salida de la línea.

Se anexan los nomogramas que resultan de la fórmula de Manning, para el cálculo de diámetros para tuberías de concreto con $n=0.013$.

En estos nomogramas se pueden determinar teniendo la pendiente y el gasto los puntos siguientes; la velocidad en m/seg. y el diámetro para tuberías de sección circular y llenas. Los diámetros obtenidos son diámetros no comerciales, los cuales se tendrán que apegar a los nominales, y tendrán que ser al inmediato superior; ejemplo: Si resulta en base al gasto y la pendiente un diámetro de 13.80", nos tendremos que ir al comercial de inmediato que será de 15", quedando de esta manera protegidas con cierto factor de seguridad.

Para fines prácticos no entraremos a demostrar los nomogramas que resultan de la fórmula de Manning, y los tomaremos únicamente para el cálculo del diámetro.

n = Es el valor para la superficie de contacto en la condición de sus paredes, y es un valor empírico, determinado por Horton para la fórmula de Manning.



CROQUIS I .

$$Q = \frac{\text{AIR}}{3600}$$

AREAS PAVIMENTADAS .

Pavimento asfáltico en buen estado.

$$R = 0.85 \text{ (promedio)}$$

$$A1 = 75 (49) = 3675 \text{ m}^2$$

$$A2 = \frac{16 (75)}{2} = 600 \text{ m}^2$$

$$A1 + A2 = AA = 4275 \text{ m}^2$$

$$Q_{AA} = \frac{(4275)(64)(0.85)}{3600}$$

$$Q_{AA} = 64.6 \text{ Lts./seg.}$$

TECHO IMPERMEABLE .

Techo impermeable.

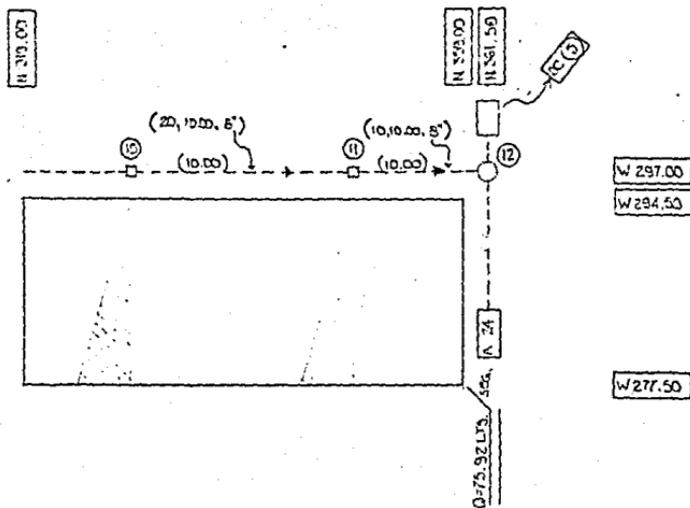
$$R = 0.825 \text{ (promedio).}$$

$$A3 = 13(4) = 52 \text{ m}^2$$

$$Q_{A3} = \frac{52(64)(0.825)}{3600}$$

$$Q_{A3} = 0.76 \text{ Lts./seg.}$$

$$Q_T = Q_{AA} + Q_{A3} = 65.36 \text{ Lts./seg.}$$



CROQUIS II

TECHO IMPERMEABLE.

Techo impermeable.

$$R = 0.825 \text{ (promedio)}$$

$$A = 40(18) = 720 \text{ m}^2$$

$$A_T = 720 \text{ m}^2$$

$$Q_T = \frac{720 (64) (0.825)}{3600}$$

$$Q_T = 10.56 \text{ Lts./seg.}$$

$$Q = \frac{\text{AIR}}{3600}$$

CROQUIS III.

A 17

Q = 55.35 LTS / SEG.

N 209.00

N 227.00

AREA PAVIMENTADA

Pavimento asfáltico en
buen estado.

R=0.85 (promedio)

$$A1 = 99(27) = 2673 \text{ m}^2$$

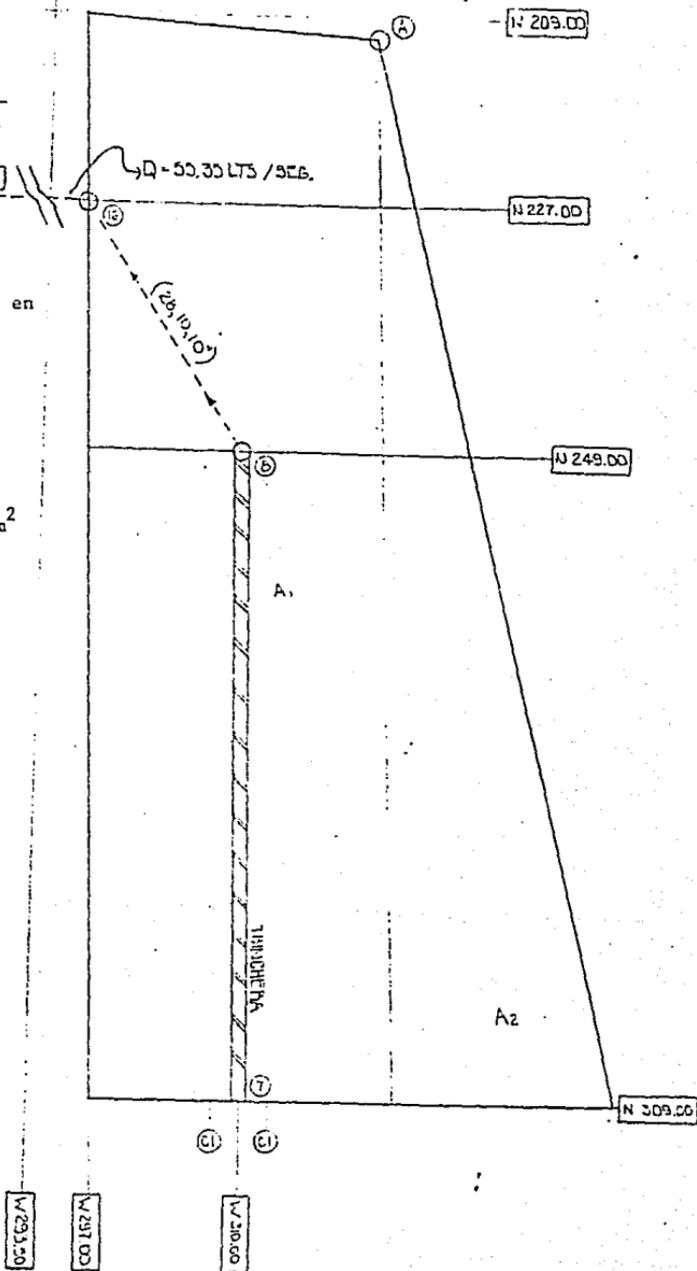
$$A2 = \frac{20(99)}{2} = 990 \text{ m}^2$$

$$A_T = A1 + A2 = 3663 \text{ m}^2$$

$$Q = \frac{A_T R}{3600}$$

$$Q_T = \frac{3663(64)(0.85)}{3600}$$

$$Q_T = 55.35 \text{ Lts/seg}$$



CROQUIS IV

TECHO IMPERMEABLE.

Techo impermeable.

$$R = 0.825 \text{ (promedio)}$$

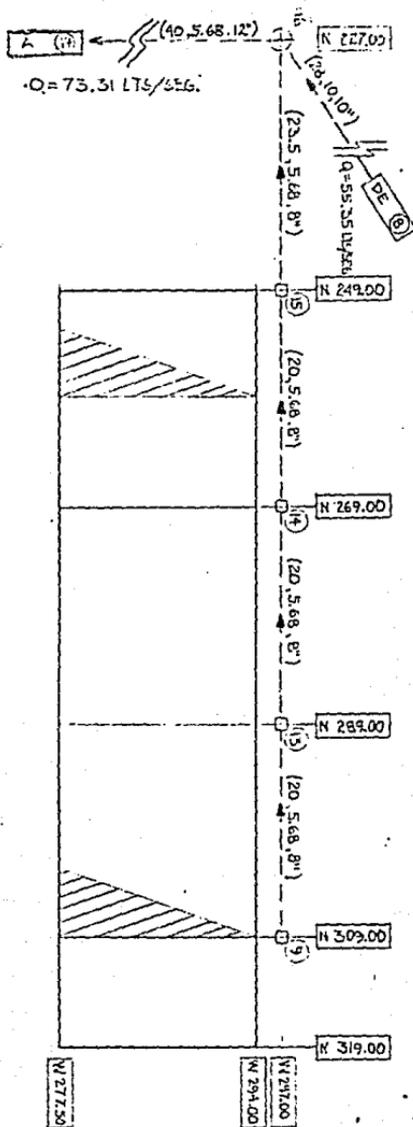
$$A_T = 70(17.5) = 1225 \text{ m}^2$$

$$A_T = 1225 \text{ m}^2$$

$$Q = \frac{\text{AIR}}{3600}$$

$$Q_T = \frac{1225(64)(0.825)}{3600}$$

$$Q_T = 17.96 \text{ Lts/seg.}$$



CROQUIS V.TECHO IMPERMEABLE.

Techo impermeable.

$$R = 0.825 \text{ (promedio)}$$

$$A_1 = 70(17.5) = 1225 \text{ m}^2$$

$$A_2 = 40(25) = 1000 \text{ m}^2$$

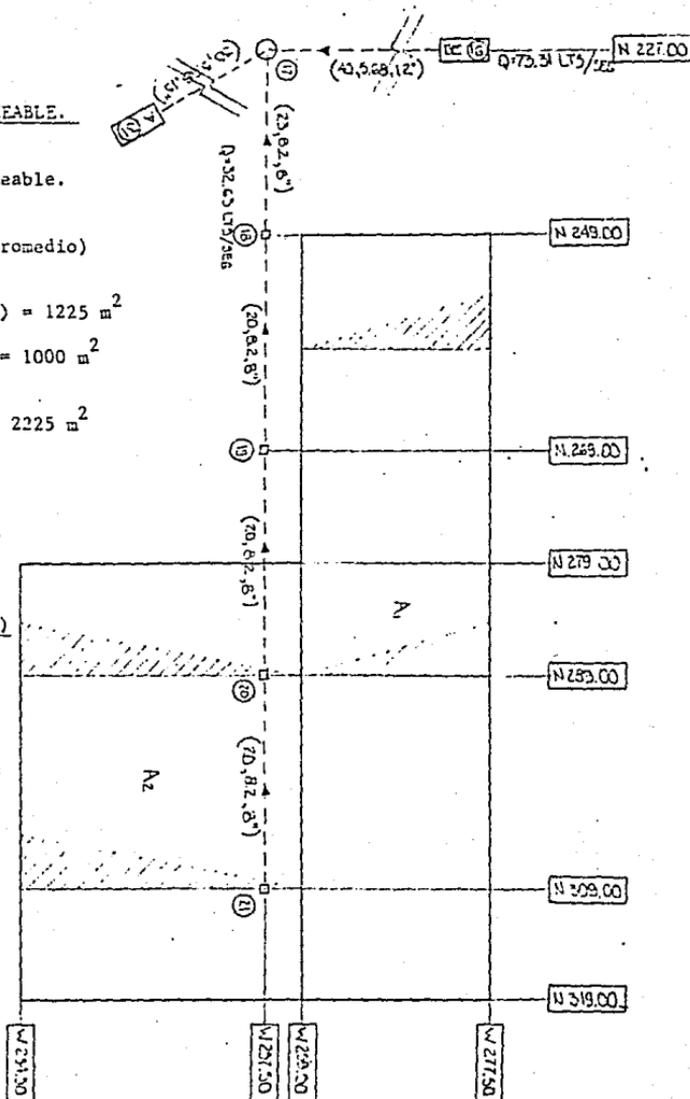
$$A_T = A_1 + A_2 = 2225 \text{ m}^2$$

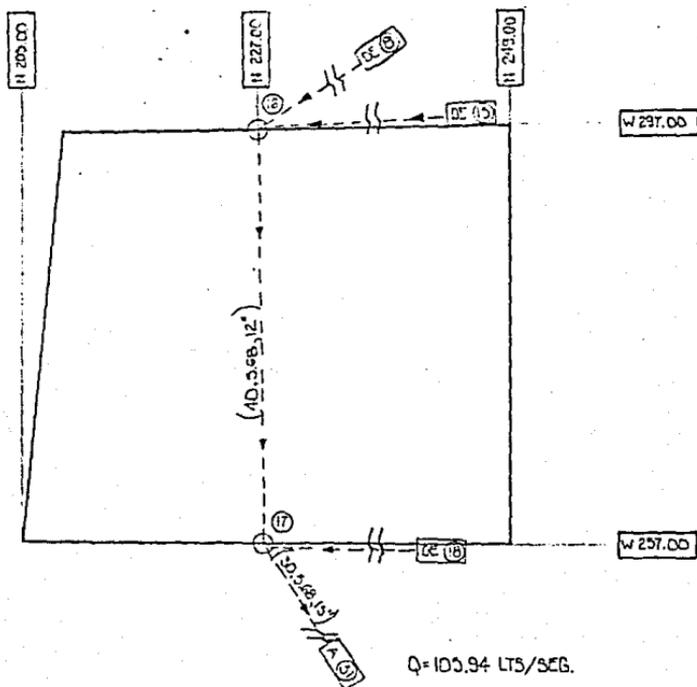
$$A_T = 2225 \text{ m}^2$$

$$Q = \frac{\text{AIR}}{3600}$$

$$Q = \frac{2225(64)(0.825)}{3600}$$

$$Q_T = 32.63 \text{ Lts/seg.}$$



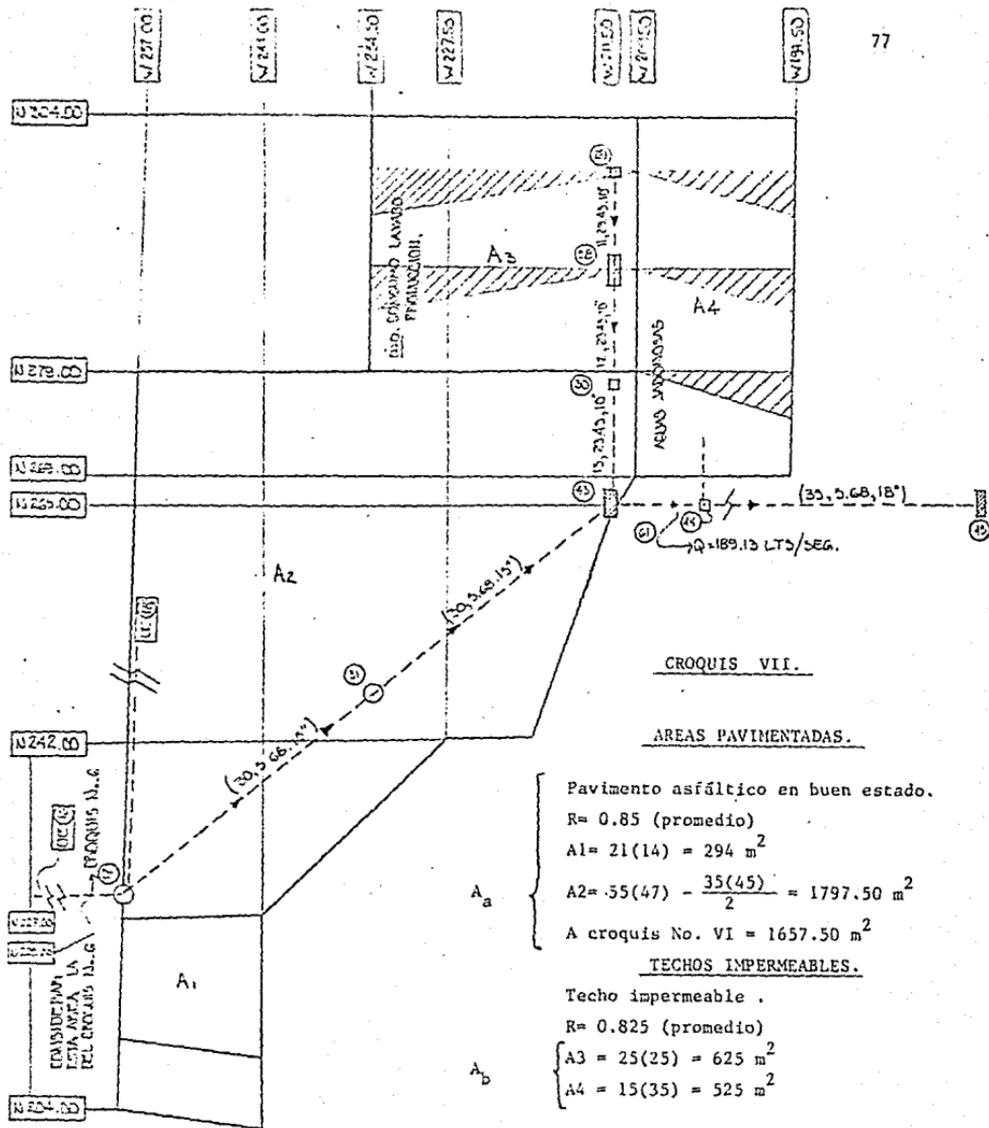


CROQUIS VI.

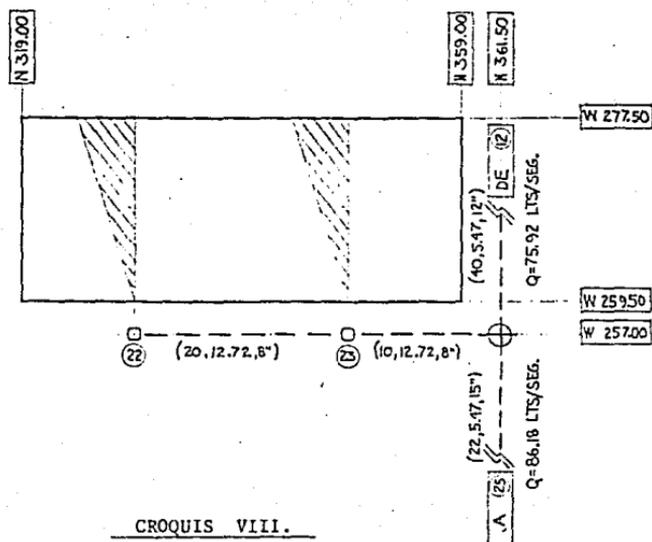
En este croquis se calculará simplemente el área, para después utilizarla en el cálculo de otro gasto, la cual será incluida en el croquis N.º 7

$$A_T = 1657.50\ \text{m}^2$$

AREA PAVIMENTADA.



$$Q_{Aa} = \frac{3794 \cdot (64) \cdot (0.85)}{3600} = 57.33 \text{ Lts/seg.}$$



TECHO IMPERMEABLE.

Techo impermeable.

$R = 0.825$ (promedio)

$$A = 40(17.5) = 700 \text{ m}^2$$

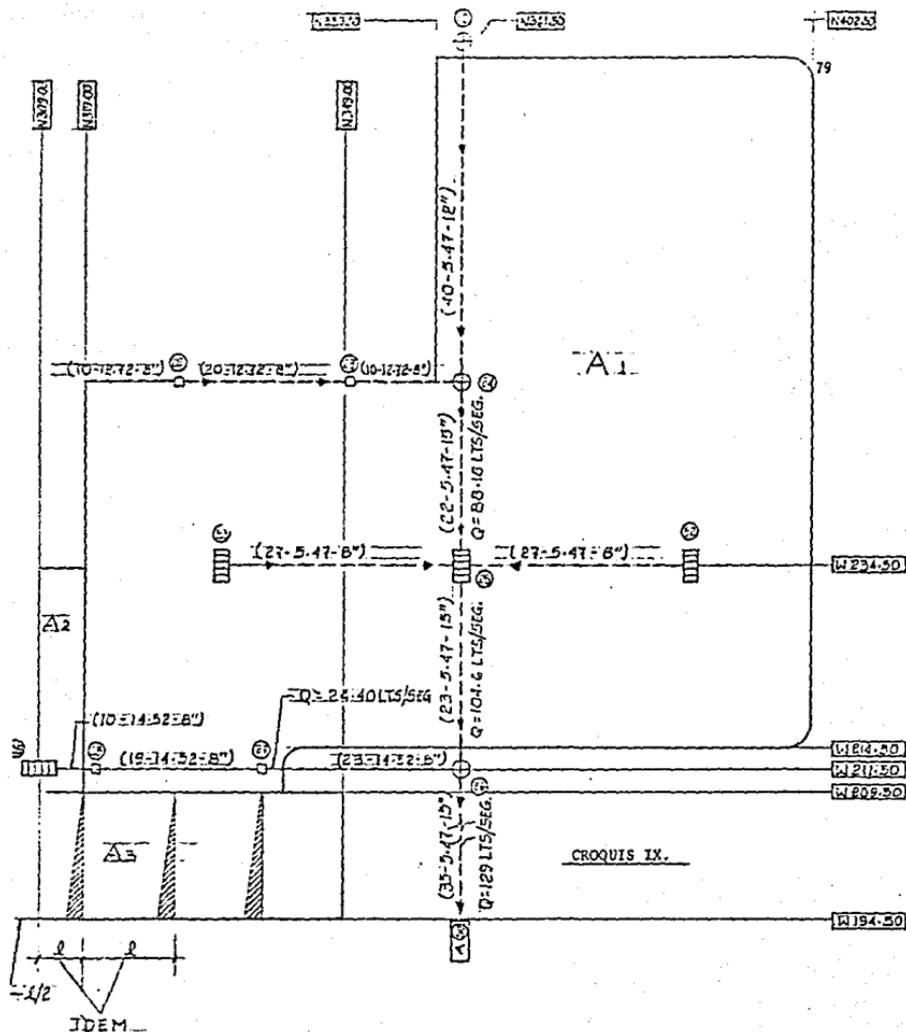
$$A = 700 \text{ m}^2$$

$$Q = \frac{AIR}{3600}$$

$$Q = \frac{700(64)(0.825)}{3600}$$

$$\underline{\underline{Q = 10.26 \text{ Lts/seg.}}}$$

ESTA TESIS NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA



CROQUIS IX.AREAS VERDES (JARDINES).

Jardines

R = 0.175 (promedio).

A1 = 43.5 (80) + 40(45) = 5280 M²

$$Q_{A1} = \frac{5280 (64) (0.175)}{3600}$$

Q_{A1} = 16.42 Lts/seg.TECHO IMPERMEABLE.

Techo impermeable.

R = 0.825 (promedio)

A2 = 15(25) = 375 M²A3 = 45(15) = 675 M²

$$Q_{A2+A3} = \frac{1050 (64) (0.825)}{3600}$$

Q_{A2+A3} = 15.4 Lts/seg.

Dentro de este croquis intervendrán los gastos de los equipos, siendo 9 Lts/seg.

Q_{Eq} = 9 Lts/seg.

$$\therefore Q_T = Q_{A1} + Q_{A2+A3} + Q_{Eq}$$

Q_T = 16.42 + 15.4 + 9.00
$$Q_T = 40.82 \text{ Lts./seg.}$$

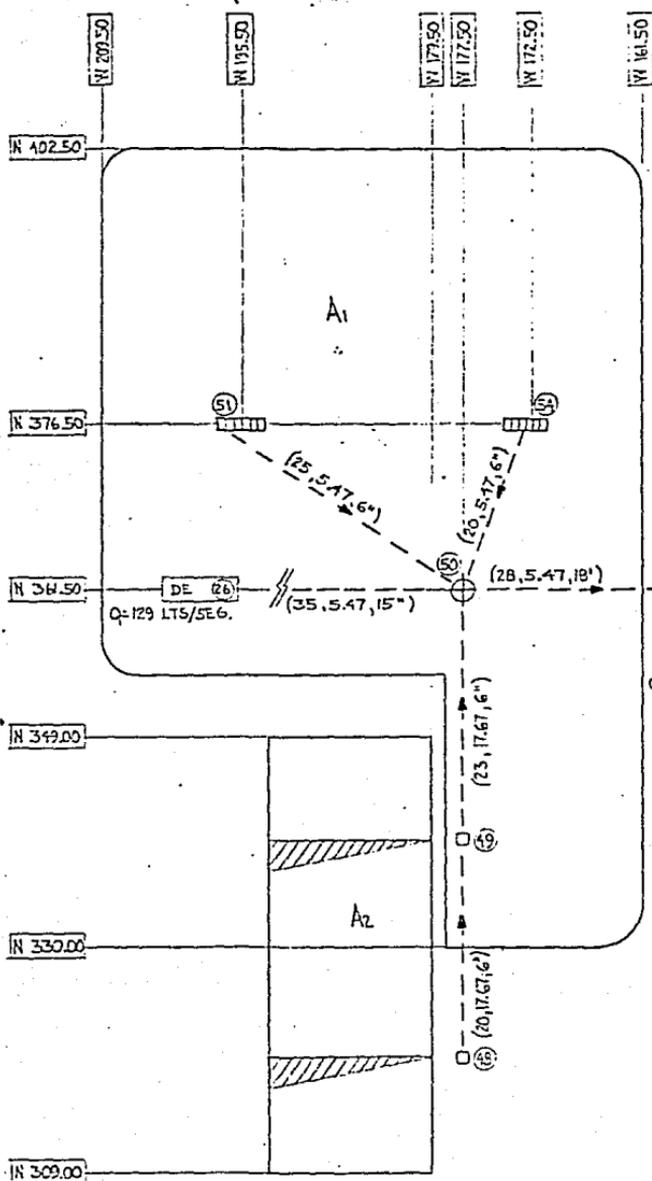
$$Q_{Ab} = \frac{1150 (64)(0.825)}{3600} = 16.86 \text{ Lts/seg.}$$

En este croquis intervienen los drenajes que llevarán las aguas de los equipos, los cuales por datos obtenidos por el productor y el fabricante obtenemos lo siguiente:

$$Q_{Eq} = 9 \text{ Lts/seg.}$$

$$\therefore Q_T = 57.33 + 16.86 + 9.00$$

$$\underline{\underline{Q_T = 83.19 \text{ Lts/seg.}}}$$



CROQUIS X

AREAS VERDES (JARDIN).

Jardín.

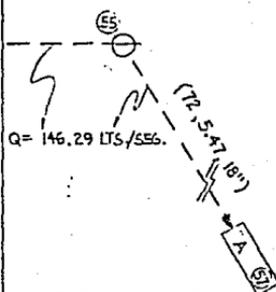
$R = 0.175$ (promedio)

$A1 = 48(48) + 27(17) = 2729 \text{ m}^2$

$$Q = \frac{AIR}{3600}$$

$$Q_{A1} = \frac{2729(64)(0.175)}{3600}$$

$$Q_{A1} = 8.49 \text{ Lts/seg.}$$



TECHO IMPERMEABLE.

Techo impermeable.

$R = 0.825$ (promedio)

$A2 = 40(15) = 600 \text{ m}^2$

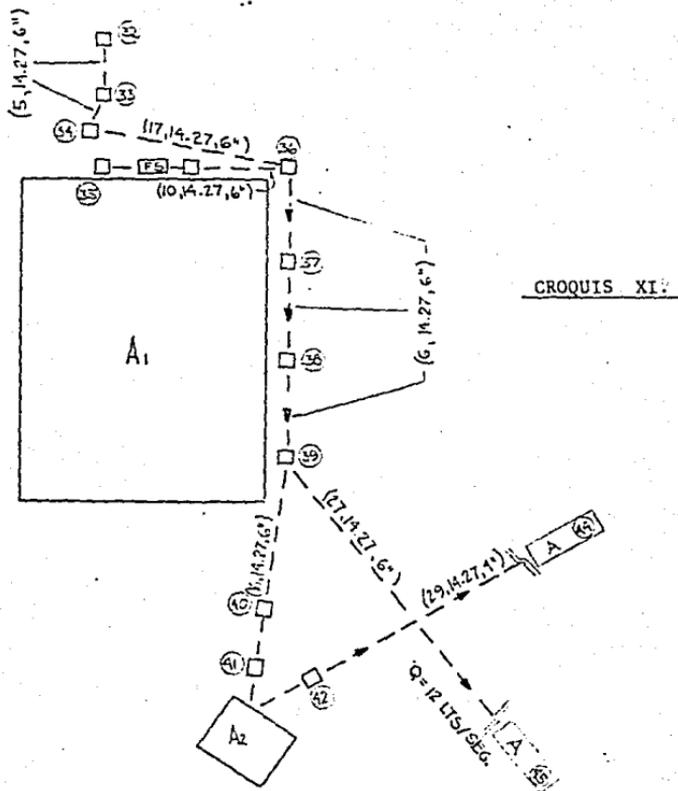
$$Q_{A2} = \frac{600(64)(0.825)}{3600}$$

$$Q_{A2} = 8.8 \text{ Lts/seg.}$$

$$Q_T = 8.49 + 8.8$$

$$Q_T = Q_{A1} + Q_{A2}$$

$$Q_T = 17.29 \text{ Lts/seg.}$$

TECHO IMPERMEABLE.

Techo impermeable.

$$R = 0.825$$

$$A_T = 757 \text{ m}^2$$

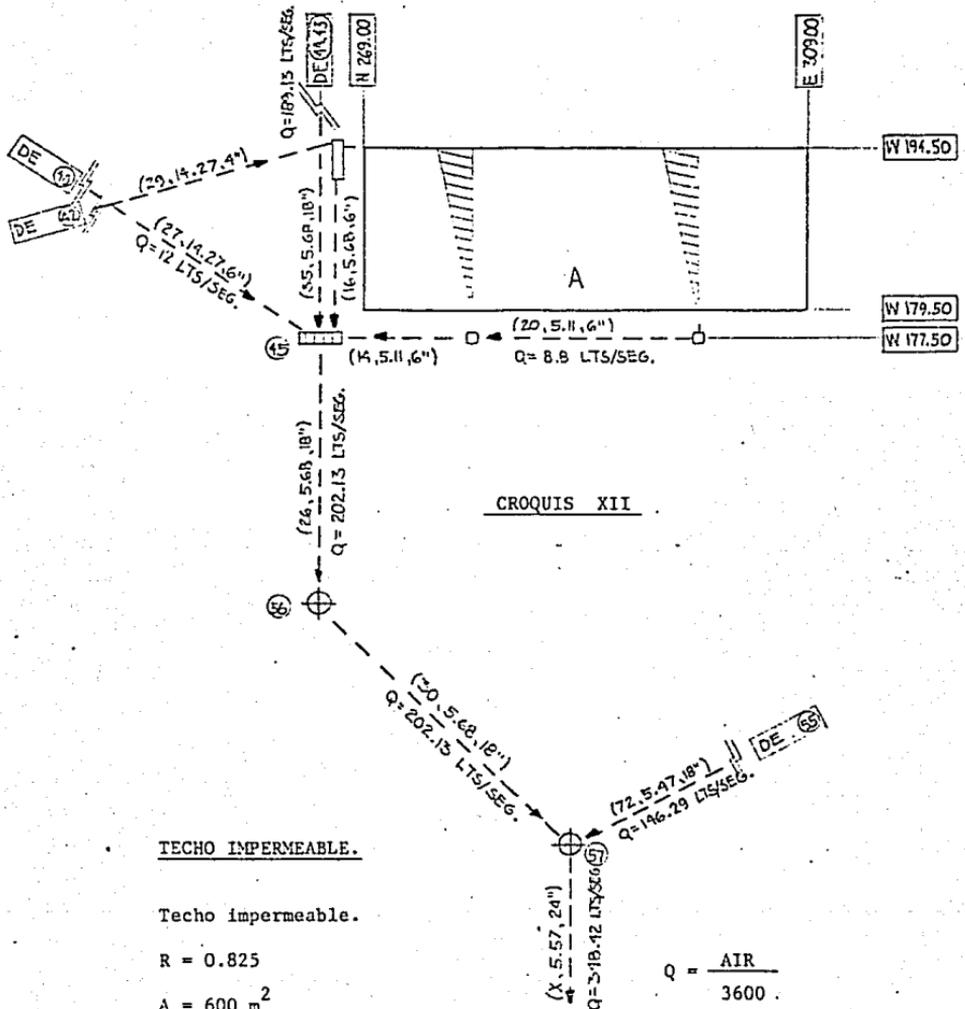
$$Q = \frac{A_T R}{3600}$$

$$Q = \frac{757(64)(0.825)}{3600}$$

$$Q = 11.10 \text{ Lts/seg.}$$

Consideraremos para este caso en especial que sea un gasto un poco mayor, por tener un área de servicios sanitarios, como baños para el personal administrativo.

$$Q_T = 12.00 \text{ Lts./seg.}$$



TECHO IMPERMEABLE.

Techo impermeable.

$R = 0.825$

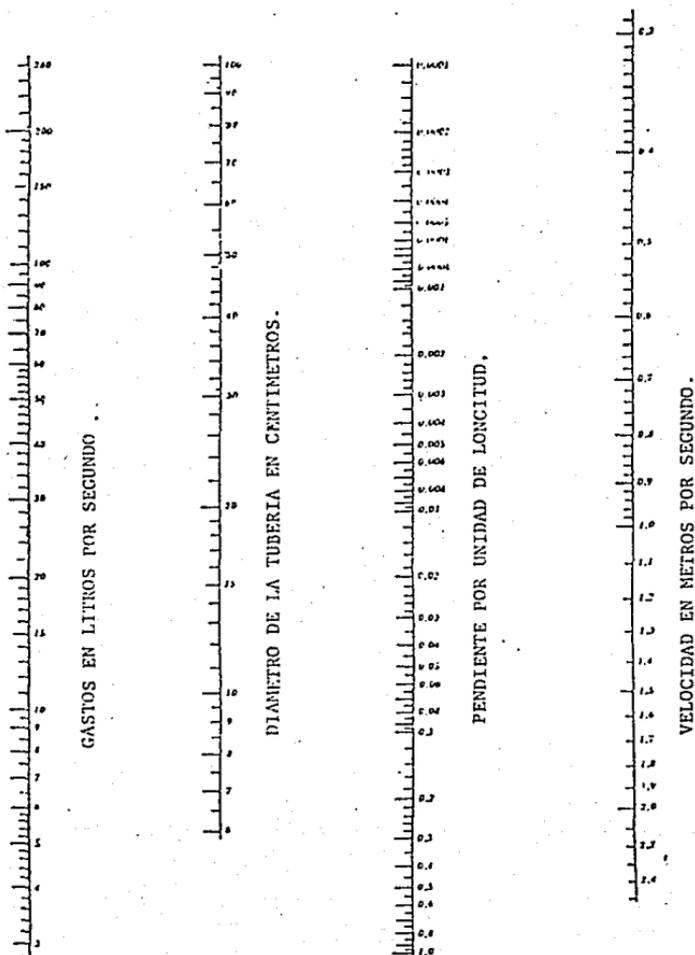
$A = 600 \text{ m}^2$

$$Q = \frac{\text{AIR}}{3600}$$

$$Q_T = \frac{600(64)(0.825)}{3600}$$

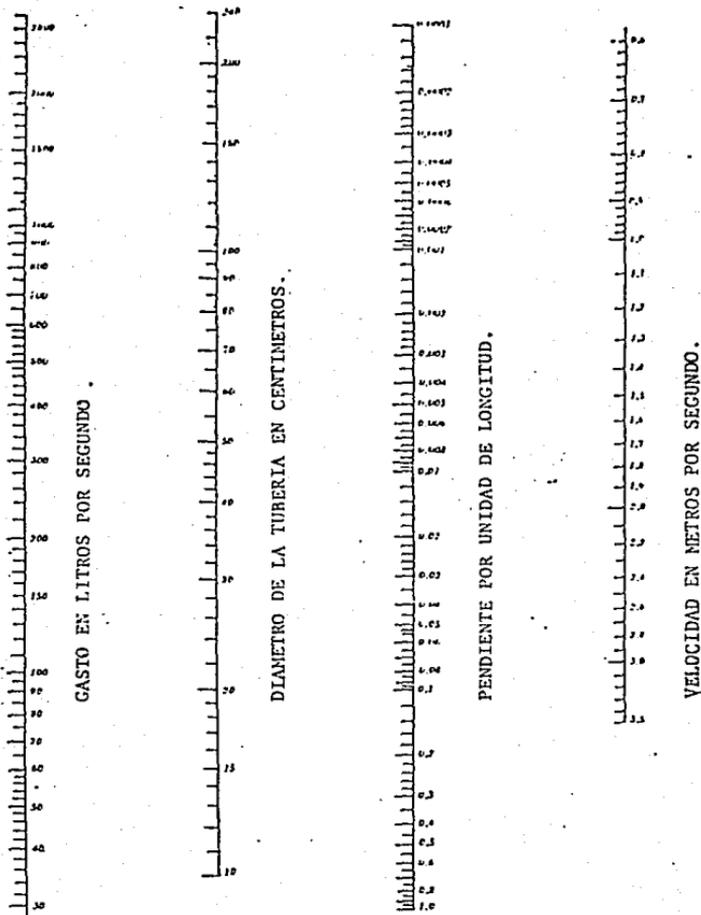
$$Q_T = 8.8 \text{ Lts/seg.}$$

ABACO PARA EL CALCULO DE TUBERIAS.



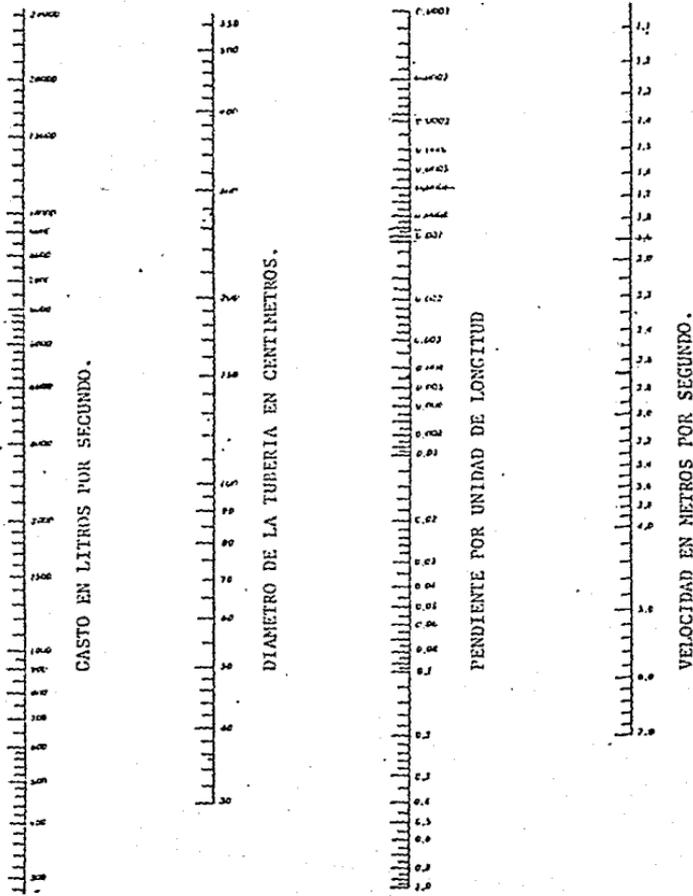
ABACO PARA RESOLUCION DE LA FORMULA DE MANNING, REFERENTE A TUBERIAS DE SECCION CIRCULAR Y LLENAS, CON $n = 0.013$.

CIRCULACION DE LAS AGUAS RESIDUALES.



ABACO PARA RESOLUCION DE LA FORMULA DE MANNING, REFERENTE A TUBERIAS DE SECCION CIRCULAR Y LLENAS, CON $N = 0.013$

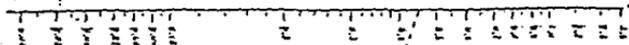
ABACO PARA EL CALCULO DE TUBERIAS.



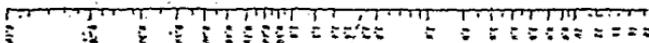
ABACO PARA RESOLUCION DE LA FORMULA DE MANNING, REFERENTE A TUBERIAS DE SECCION CIRCULAR Y LLENAS, CON $n = 0.013$

CIRCULACION DE LAS AGUAS RESIDUALES.

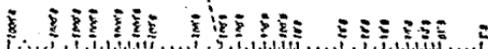
RADIO HIDRAULICO EN METROS .



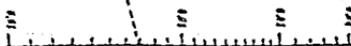
VELOCIDAD MEDIA EN METROS POR SEGUNDO.



EJE DEL NOMOGRAMA.



PENDIENTE POR UNIDAD DE LONGITUD .



COEFICIENTE DE ROZAMIENTO.

NOMOGRAMA BASADO EN LA FORMULA DE MANNING.

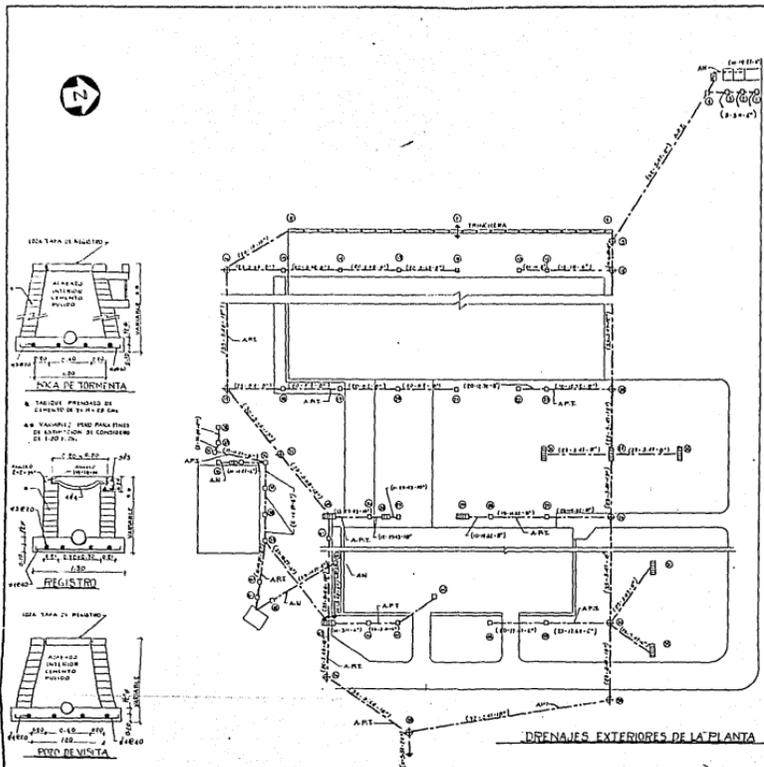


Tabla de Dimensiones y Volúmenes de		M. P. M. T. V. C.	
No.	ÁREA	VOLUMEN	Observaciones
1	10.00	10.00	
2	10.00	10.00	
3	10.00	10.00	
4	10.00	10.00	
5	10.00	10.00	
6	10.00	10.00	
7	10.00	10.00	
8	10.00	10.00	
9	10.00	10.00	
10	10.00	10.00	
11	10.00	10.00	
12	10.00	10.00	
13	10.00	10.00	
14	10.00	10.00	
15	10.00	10.00	
16	10.00	10.00	
17	10.00	10.00	
18	10.00	10.00	
19	10.00	10.00	
20	10.00	10.00	
21	10.00	10.00	
22	10.00	10.00	
23	10.00	10.00	
24	10.00	10.00	
25	10.00	10.00	
26	10.00	10.00	
27	10.00	10.00	
28	10.00	10.00	
29	10.00	10.00	
30	10.00	10.00	
31	10.00	10.00	
32	10.00	10.00	
33	10.00	10.00	
34	10.00	10.00	
35	10.00	10.00	
36	10.00	10.00	
37	10.00	10.00	
38	10.00	10.00	
39	10.00	10.00	
40	10.00	10.00	
41	10.00	10.00	
42	10.00	10.00	
43	10.00	10.00	
44	10.00	10.00	
45	10.00	10.00	
46	10.00	10.00	
47	10.00	10.00	
48	10.00	10.00	
49	10.00	10.00	
50	10.00	10.00	
51	10.00	10.00	
52	10.00	10.00	
53	10.00	10.00	
54	10.00	10.00	
55	10.00	10.00	
56	10.00	10.00	
57	10.00	10.00	
58	10.00	10.00	
59	10.00	10.00	
60	10.00	10.00	
61	10.00	10.00	
62	10.00	10.00	
63	10.00	10.00	
64	10.00	10.00	
65	10.00	10.00	
66	10.00	10.00	
67	10.00	10.00	
68	10.00	10.00	
69	10.00	10.00	
70	10.00	10.00	
71	10.00	10.00	
72	10.00	10.00	
73	10.00	10.00	
74	10.00	10.00	
75	10.00	10.00	
76	10.00	10.00	
77	10.00	10.00	
78	10.00	10.00	
79	10.00	10.00	
80	10.00	10.00	
81	10.00	10.00	
82	10.00	10.00	
83	10.00	10.00	
84	10.00	10.00	
85	10.00	10.00	
86	10.00	10.00	
87	10.00	10.00	
88	10.00	10.00	
89	10.00	10.00	
90	10.00	10.00	
91	10.00	10.00	
92	10.00	10.00	
93	10.00	10.00	
94	10.00	10.00	
95	10.00	10.00	
96	10.00	10.00	
97	10.00	10.00	
98	10.00	10.00	
99	10.00	10.00	
100	10.00	10.00	

- NOTAS Y SIMBOLOGIA**
- 1. M.P.S. MESA DE TORRENTA
 - 2. M.P.S. MESA DE TORRENTA
 - 3. M.P.S. MESA DE TORRENTA
 - 4. M.P.S. MESA DE TORRENTA
 - 5. M.P.S. MESA DE TORRENTA
 - 6. M.P.S. MESA DE TORRENTA
 - 7. M.P.S. MESA DE TORRENTA
 - 8. M.P.S. MESA DE TORRENTA
 - 9. M.P.S. MESA DE TORRENTA
 - 10. M.P.S. MESA DE TORRENTA
 - 11. M.P.S. MESA DE TORRENTA
 - 12. M.P.S. MESA DE TORRENTA
 - 13. M.P.S. MESA DE TORRENTA
 - 14. M.P.S. MESA DE TORRENTA
 - 15. M.P.S. MESA DE TORRENTA
 - 16. M.P.S. MESA DE TORRENTA
 - 17. M.P.S. MESA DE TORRENTA
 - 18. M.P.S. MESA DE TORRENTA
 - 19. M.P.S. MESA DE TORRENTA
 - 20. M.P.S. MESA DE TORRENTA
 - 21. M.P.S. MESA DE TORRENTA
 - 22. M.P.S. MESA DE TORRENTA
 - 23. M.P.S. MESA DE TORRENTA
 - 24. M.P.S. MESA DE TORRENTA
 - 25. M.P.S. MESA DE TORRENTA
 - 26. M.P.S. MESA DE TORRENTA
 - 27. M.P.S. MESA DE TORRENTA
 - 28. M.P.S. MESA DE TORRENTA
 - 29. M.P.S. MESA DE TORRENTA
 - 30. M.P.S. MESA DE TORRENTA
 - 31. M.P.S. MESA DE TORRENTA
 - 32. M.P.S. MESA DE TORRENTA
 - 33. M.P.S. MESA DE TORRENTA
 - 34. M.P.S. MESA DE TORRENTA
 - 35. M.P.S. MESA DE TORRENTA
 - 36. M.P.S. MESA DE TORRENTA
 - 37. M.P.S. MESA DE TORRENTA
 - 38. M.P.S. MESA DE TORRENTA
 - 39. M.P.S. MESA DE TORRENTA
 - 40. M.P.S. MESA DE TORRENTA
 - 41. M.P.S. MESA DE TORRENTA
 - 42. M.P.S. MESA DE TORRENTA
 - 43. M.P.S. MESA DE TORRENTA
 - 44. M.P.S. MESA DE TORRENTA
 - 45. M.P.S. MESA DE TORRENTA
 - 46. M.P.S. MESA DE TORRENTA
 - 47. M.P.S. MESA DE TORRENTA
 - 48. M.P.S. MESA DE TORRENTA
 - 49. M.P.S. MESA DE TORRENTA
 - 50. M.P.S. MESA DE TORRENTA
 - 51. M.P.S. MESA DE TORRENTA
 - 52. M.P.S. MESA DE TORRENTA
 - 53. M.P.S. MESA DE TORRENTA
 - 54. M.P.S. MESA DE TORRENTA
 - 55. M.P.S. MESA DE TORRENTA
 - 56. M.P.S. MESA DE TORRENTA
 - 57. M.P.S. MESA DE TORRENTA
 - 58. M.P.S. MESA DE TORRENTA
 - 59. M.P.S. MESA DE TORRENTA
 - 60. M.P.S. MESA DE TORRENTA
 - 61. M.P.S. MESA DE TORRENTA
 - 62. M.P.S. MESA DE TORRENTA
 - 63. M.P.S. MESA DE TORRENTA
 - 64. M.P.S. MESA DE TORRENTA
 - 65. M.P.S. MESA DE TORRENTA
 - 66. M.P.S. MESA DE TORRENTA
 - 67. M.P.S. MESA DE TORRENTA
 - 68. M.P.S. MESA DE TORRENTA
 - 69. M.P.S. MESA DE TORRENTA
 - 70. M.P.S. MESA DE TORRENTA
 - 71. M.P.S. MESA DE TORRENTA
 - 72. M.P.S. MESA DE TORRENTA
 - 73. M.P.S. MESA DE TORRENTA
 - 74. M.P.S. MESA DE TORRENTA
 - 75. M.P.S. MESA DE TORRENTA
 - 76. M.P.S. MESA DE TORRENTA
 - 77. M.P.S. MESA DE TORRENTA
 - 78. M.P.S. MESA DE TORRENTA
 - 79. M.P.S. MESA DE TORRENTA
 - 80. M.P.S. MESA DE TORRENTA
 - 81. M.P.S. MESA DE TORRENTA
 - 82. M.P.S. MESA DE TORRENTA
 - 83. M.P.S. MESA DE TORRENTA
 - 84. M.P.S. MESA DE TORRENTA
 - 85. M.P.S. MESA DE TORRENTA
 - 86. M.P.S. MESA DE TORRENTA
 - 87. M.P.S. MESA DE TORRENTA
 - 88. M.P.S. MESA DE TORRENTA
 - 89. M.P.S. MESA DE TORRENTA
 - 90. M.P.S. MESA DE TORRENTA
 - 91. M.P.S. MESA DE TORRENTA
 - 92. M.P.S. MESA DE TORRENTA
 - 93. M.P.S. MESA DE TORRENTA
 - 94. M.P.S. MESA DE TORRENTA
 - 95. M.P.S. MESA DE TORRENTA
 - 96. M.P.S. MESA DE TORRENTA
 - 97. M.P.S. MESA DE TORRENTA
 - 98. M.P.S. MESA DE TORRENTA
 - 99. M.P.S. MESA DE TORRENTA
 - 100. M.P.S. MESA DE TORRENTA

2.05 CALCULO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO DE SERVICIOS, EMBOTELLADO Y ALMACEN A BASE DE MARCO RIGIDO CONTINUO DE TRES CLAROS Y UN VOLADO; CIMENTACIONES A BASE DE ZAPATAS Y DADOS AISLADOS DE CONCRETO REFORZADO.

DISEÑO DE MARCO RIGIDO:

1.- INTRODUCCION .

El marco rígido es una estructura con juntas resistentes a momentos. En las juntas los miembros están rígidamente conectados entre sí, para impedir la rotación relativa de ellos cuando se aplican cargas.

Ventajas de estos marcos son: Economía, apariencia y ahorro en altura libre. Desempeñan los mismos trabajos que las columnas de acero y las armaduras pueden llevar a cabo, sin ocupar tanto espacio.

Los marcos rígidos han probado ser muy satisfactorios para iglesias, auditorios, casas de campo, arsenales y otras estructuras que requieren grandes áreas sin obstrucciones.

En la Fig. 2.08-1 se muestran los tipos más elementales de marcos rígidos.



FIG. 2.08-1.

2.- APOYO DE MARCOS RIGIDOS.

Apoyos articulados. Los apoyos de las bases de las columnas del marco rígido, teóricamente pueden ser tanto articulados como empotrados. En la práctica, la articulación se utiliza casi siempre; esta clase de apoyo, es la constituida por anclas pasando a través de placas, fijas a su vez a una zapata de concreto. Para hacer que el apoyo se comporte hasta donde sea posible, como una articulación, es conveniente localizar los ejes de la ancla en la línea que corresponde al eje neutro de las columnas. Situada en esta línea, perpendicular al pandeo del marco rígido, la resistencia a girar será mínima. Si los pernos se colocarán cerca de las esquinas de la placa de apoyo, se aumentará considerablemente, en la base de la columna, la resistencia a la rotación.

La reacción de este tipo de articulación tiene un componente vertical grande, en tanto que, la horizontal puede ser pequeña. Cuando los marcos rígidos de proporciones normales tienen claros de aproximadamente 15.00 a 25.00 m. o mayores, o cuando los marcos tienen pequeñas relaciones de altura de la columna a claro, las reacciones horizontales que deben resistirse son tan grandes que rigen en gran proporción el diseño de las zapatas de la cimentación. Las zapatas y bases para columnas tienen que ligarse entre sí, apoyarse en roca o en algún otro tipo de base rígida. Una solución que es factible para los claros chicos es hacer uso de barras de refuerzo en la losa del piso, conectándolas a las bases de las columnas.

Un método más común, es usar tirantes entre las bases de las columnas para proporcionar las componentes de las reacciones horizontales necesarias. Estas barras, que pueden tener de 2 a 3" de diámetro se conectan generalmente a las placas de base de la columna, y se les dota de templadores para ajustarlas a las longitudes convenientes. Una vez que los templadores se ajustan a la posición apropiada, las barras pueden ahogarse en concreto. Los tirantes son tensados o preesforzados inicialmente para absorber las reacciones de carga muerta. Algunas veces son tensados a ojo hasta que los apoyos empiezan a ceder, mientras que, en otras ocasiones de

ben tensarse hasta que medidores especiales (como extensómetros), muestran que el esfuerzo ha alcanzado cierto valor. Además de absorber las componentes horizontales de la reacción, los tirantes ayudan a resistir el volteo de los cimientos debido a cargas laterales.

Empotramiento. Si se usa una zapata de concreto aislada para cimentación, probablemente girará de manera apreciable (aproximándose así al comportamiento de la articulación) sin importar que tan rígidamente esté conectada la columna de marco a la zapata. Si un marco rígido no está anclado en roca o en una zapata de concreto extremadamente grande y rígida, hay poca posibilidad de tener un apoyo empotrado. Para casi cualquier otra clase de apoyo, incluyendo el piloteado, hay probablemente asentamiento y rotación. Si se prevee asentamiento del apoyo, el apoyo no será fijo y el calculista será sensato al considerar que sus apoyos son articulados.

Para el caso raro de que un marco tenga apoyos empotrados, habrá de flexiones y momentos más pequeños. Sin embargo, el diseño de marcos rígidos con apoyos fijos, es más difícil porque hay miembros redundantes, y los resultados son más discutibles por la dificultad de lograr realmente apoyos en dichos apoyos.

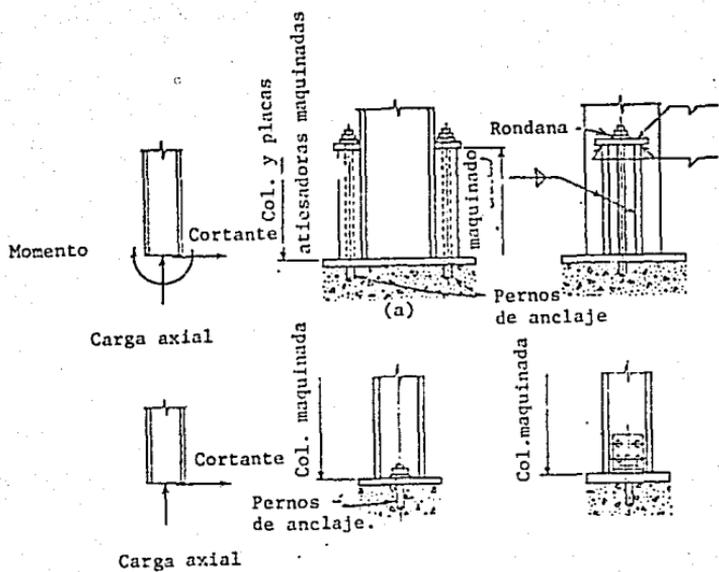


FIG. 2.08-2 BASES DE COLUMNAS PARA MARCOS RIGIDOS.

(a) BASE EMPOTRADA

(b) BASES ARTICULADAS.

Ocasionalmente un marco rígido ha sido definido como un marco enrollado alrededor de un diagrama de espacio libre.

La Fig. 2.08-3a muestra un arco parabólico. El área que debe encerrar, se considera rectangular, como se representa en la figura con línea interrumpida. En la parte (b) el arco se dobla de manera que incluya precisamente el diagrama de espacio libre.

Una situación semejante se muestra en las partes (c) y (d) de la figura (2.08-3).

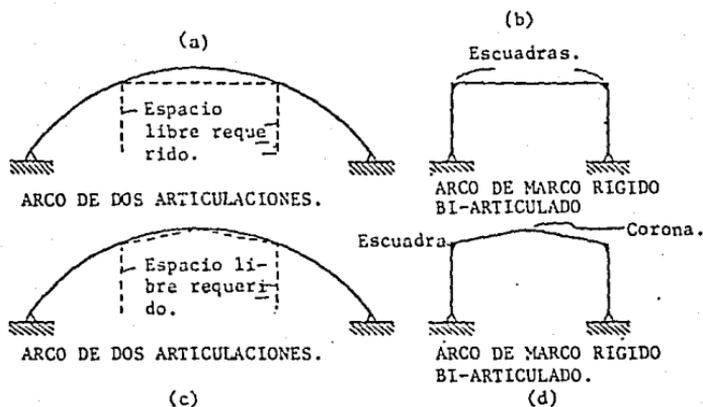


FIG. 2.08-3

Los marcos rígidos pueden ser económicos para claros desde 8.00 ó 10.00 m. a 60.00 m. o más. Pueden ser de uno o varios claros y niveles.

3.- JUNTAS DE RODILLA DE MARCOS RIGIDOS.

Probablemente el diseño apropiado de las rodillas de un marco rígido es la parte más crítica del cálculo, porque los momentos máximos ocurren en las mismas, es un hecho que deben ser capaces de soportar cortante, empuje horizontal o coceo, y momento. El resultado es que deben ser más resistentes que las columnas y traveses, y deben ser peraltadas y atiesadas para la resistencia necesaria.

En la Fig. 2.08-4 se muestra diversos métodos para fabricar juntas rígidas o rodillas, para darles mayor resistencia al momento. Las conexiones pueden realizarse remachadas, soldadas o apernadas, pero las estructuras de aspecto más limpio y económicas se logran con soldadura. Al diseñar marcos rígidos generalmente es conveniente utilizar tanto perfiles laminados comerciales como sea posible y limitar un buen porcentaje de soldadura (u otras conexiones) en la región de las rodillas.

En la parte (a) de la Fig. 2.08-4, se muestra una rodilla peraltada de patines rectos, mientras que en la parte (b) se muestra una rodilla de patines curvos. Generalmente las rodillas rectas a base de tramos rectos con inclinaciones de transición son más económicas que los otros tipos, porque son más fáciles de fabricar y pueden también ser más rígidas.

Se requiere mucho cuidado y el corte es costoso para las rodillas con patines curvos. La rodilla curva, sin embargo, es probablemente más atractiva, y para claros grandes es seguramente más económica.

En la parte (c) de la Fig. 2.08-4 se muestra una rodilla en la que no hay cambio en las secciones W (de patín ancho). Para robustecerla se adicionan placas a los patines y al alma.

Este método de fabricación casi nunca es económico y en consecuencia sólo se usa para claros cortos. En el diseño económico de rodillas generalmente es mejor aumentar los peraltes.

Un tipo de rodilla usado a menudo, para puentes de marco rígido de acero, se muestra en la parte (d) de la figura. Tiene la desventaja de necesitar soldaduras continuas en toda la altura correspondiente a la columna entre el alma y los patines.

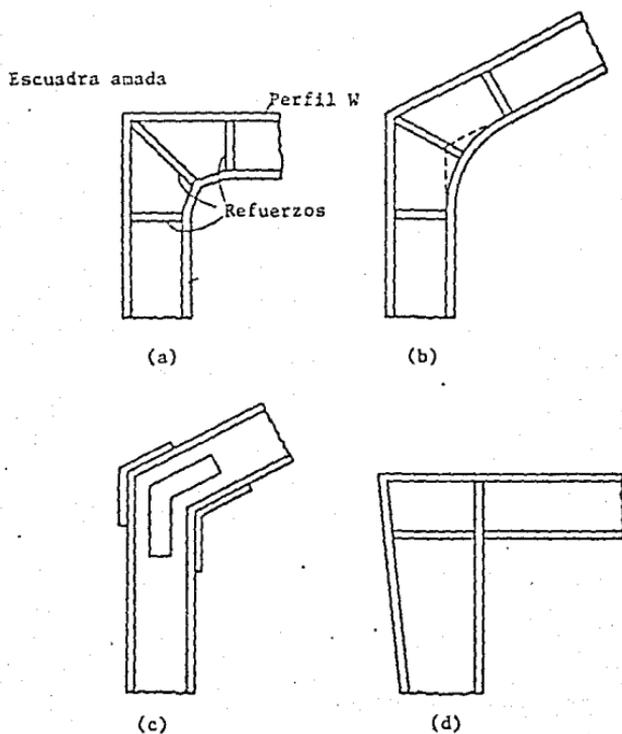


FIG. 2.08-4.

4.- ANALISIS APROXIMADO DE MARCOS RIGIDOS.

Un marco rígido de dos articulaciones o un marco rígido con apoyos empotrados es hiperestático, como resultado de ello (lo mismo acontece para cualquier otra estructura indeterminada) el análisis es afectado por -- las dimensiones relativas de las piezas que lo constituyen.

Se necesita suponer dimensiones de prueba o cuando menos dimensiones relativas para cada miembro, y analizar la estructura resultante, para ver si las secciones consideradas resultan satisfactorias. Si las dimensiones iniciales consideradas resultan deficientes, debe considerarse otro grupo de dimensiones, verificarlas, y en caso necesario repetir el procedimiento. Este procedimiento de proponer una sección y verificarla es conocido como diseño por aproximaciones sucesivas.

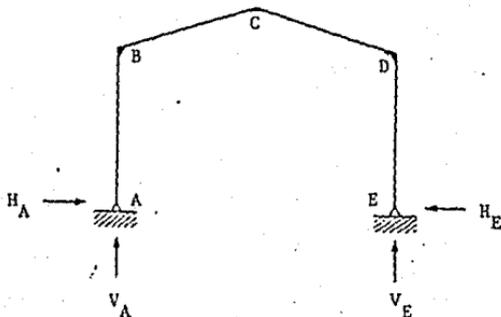


FIG. 2.08-5.

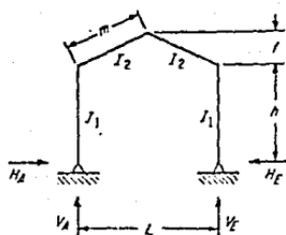
Si las secciones supuestas inicialmente no son seleccionadas con propiedad, el problema puede resultar sumamente largo. Sin embargo, hay gran cantidad de información publicada sobre análisis de marcos rígidos, que -- permite al calculista estimar desde un principio muy aproximadamente los momentos del marco que se está diseñando. Con estos momentos, pueden establecerse dimensiones muy cercanas a las dimensiones finales de los elementos del marco, mismas que acortarán considerablemente el problema.

Observese que en el marco rígido de dos articulaciones de la figura 2.08-5. Las reacciones verticales de este marco es claro que pueden calcularse por estática. Si el valor de las reacciones horizontales se conociera, el momento en cualquier punto del marco podría obtenerse, también por estática.

Existen fórmulas, que dan los valores de estas reacciones con un margen de error, medido en por ciento, muy pequeño.

La información publicada, generalmente está en forma de ecuaciones -- que dan los valores de H (las componentes horizontales de la reacción) para diferentes condiciones de carga. Un ejemplo de esta clase de información se muestra en la Figura 2.08-6.

Con estas ecuaciones pueden estimarse los valores de H y calcularse por estática los momentos aproximados en varios puntos del marco. Si las ecuaciones se aplican correctamente, las dimensiones de los elementos pueden fijarse, y en realidad serán las dimensiones finales o estarán muy cerca de las mismas. Se habrá observado que los valores dados para H, por -- las fórmulas de la Fig. 2.08-6 son buenos sólo para marcos con elementos -- de sección transversal con peralte constante. Sin embargo, los marcos rígidos prácticos a menudo estarán peraltados en las rodillas. Las rodillas peraltadas resisten momentos mayores, con el resultado de que los valores de H son mayores. El análisis enseña asimismo, que estos valores varían -- con las diversas relaciones de altura de columna a claro.

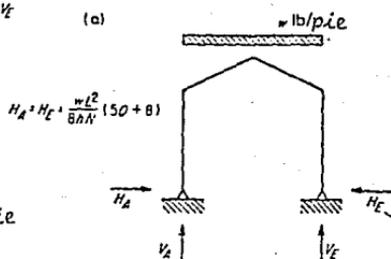


$$k = \frac{I_2 h}{I_1 m}$$

$$o = \frac{l}{h}$$

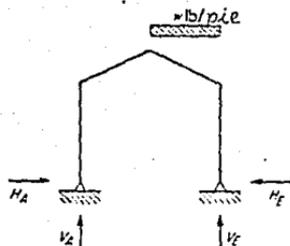
$$H = 4(0^2 + 30 + k + 3)$$

(a)



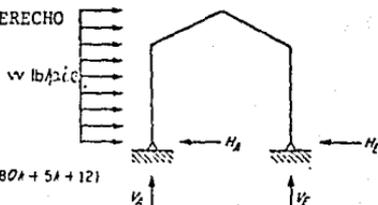
CARGA UNIFORME VERTICAL - CLARO TOTAL.

(b)



CARGA UNIFORME - LADO DERECHO

(c)



CARGA UNIFORME - SUPERFICIES VERTIC-ALES E INCLINADAS.

(d)

FIG. 2.08-6

Hay información disponible en varias obras de consulta, de gran ayuda para estimar los incrementos de H para los factores indicados, Martín P. Korn, sugiere que H (tal como se obtiene mediante las fórmulas para marcos de sección constante) se incremente en 5% cuando la relación del peralte - del marco al claro es 0.20 o más; en 10% cuando la relación es 0.15; 15% - para relación 0.12 etc. (La práctica, generalmente seguida, es no incrementar los valores de H cuando las cargas de viento están presente).

Los marcos rígidos pueden hacerse de perfiles laminados o de miembros armados, con conexiones remachadas, atornilladas o soldadas. Con un diseño cuidadoso, pueden obtenerse estructuras atractivas y económicas para claros que varían desde 9 hasta 60 mts. En algunas circunstancias, la construcción a base de marcos rígidos puede requerir cantidades de acero - ligeramente mayores que una estructura de columnas y armaduras, pero la sencillez y la rapidez de montaje, así como la posible reducción de la altura de los muros, ocasionan por lo general ahorros apreciables.

Al diseñar marcos rígidos debe seguirse el siguiente procedimiento:

- a) Determinar la forma y las dimensiones generales del marco; esto es, altura de las columnas, claro y configuración del techo, etc...
- b) Seleccionar la forma general de construcción: Perfiles laminados, miembros armados, juntas remachadas, atornilladas, o soldadas.
- c) Seleccionar el tipo de construcción del techo: Largueros de alma abierta, largueros de alma llena, cubierta de metal o de madera.
- d) Determinar el espaciamiento entre marcos.
- e) Seleccionar el tipo de apoyo para las columnas: Rotación libre o restringida (articulación o empotramiento).
- f) Determinar las cargas que actúan sobre el marco y la distribución de las fuerzas y momentos sobre el mismo.
- g) Dimensionar los miembros y sus conexiones, incluyendo el diseño de las "rodillas" del marco.
- h) Diseñar el contraventeo, los arriostramientos y los empalmes.

1) Considerar los esfuerzos secundarios ocasionados por las variaciones de temperatura y los aislamientos de los apoyos, y los esfuerzos -- cortantes y normales directos.

j) Diseñar las bases y las cimentaciones para los marcos.

El espaciamiento de los marcos depende del tipo de edificio, de las cargas sobre el techo y también, en cierto grado, del claro del marco. Pa ra cargas de techo ordinarias y claros de 9 a 60 metros, el espaciamiento entre marcos puede variar de 4.50 a unos 12 metros.

En el caso particular de nuestro proyecto, después de hacer el desarrollo arquitectónico de las naves de servicios, producción y almacén, se ópto fuera este tipo de estructura, pues la facilidad y rapidez de fabrica ción y montaje, son causa definitiva para la ejecución de cualquier obra.

Los requerimientos de producción y acomodo de equipos, conjuntamente con el proyecto arquitectónico, nos arrojó una estructura con tres claros y un volado y entre ejes a cada 10 metros como se muestra en el alzado y - la planta continua. Fig. 2.08-7

Aunque sólo tres ejes de nuestros edificios tienen las condiciones - anteriores y el resto son marcos ya sea de 35 o 50 mts., se revisaron de - tal forma que puedan ser marcos continuos con tres claros y un volado, --- siendo esto para futuras ampliaciones.

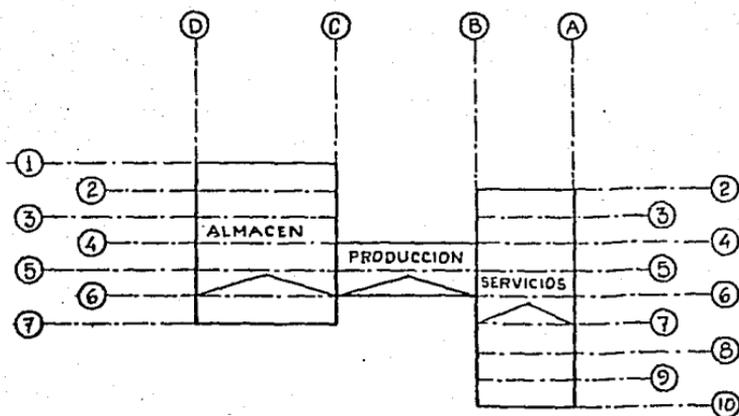
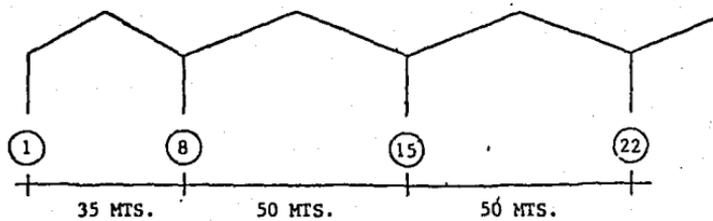


FIG. 2.08-7

DESCRIPCION:

Los edificios de servicios, producción y almacén de producto terminado serán a base de marcos rígidos continuos, trabajando en una sola dirección formados con secciones I de tres placas soldables, y juntas atornilladas.

Se usarán largueros de tipo MONTEN formados en frío con lámina alta-resistencia, se colocarán contravientos horizontales al nivel del patín superior de las trabes de acero, para distribuir las fuerzas de viento y/o sismo en el sentido perpendicular a los marcos de igual forma se colocarán contra-vientos verticales para tomar fuerzas laterales del sentido longitudinal de los edificios, así como para arriostrar lateralmente el marco.

En los desplazamientos permisibles, la rigidez de los miembros será tal que, las flechas verticales ante cargas permanentes y cargas de servicios no excedan de

$$\Delta \text{ Max} = 0.5 + L/240 \text{ (cm)}$$

Donde L = al claro en cms.

Δ Max = Flecha calculada máxima en una viga.

Las cargas serán:

CARGAS MUERTAS: Consistirá en el peso propio de la estructura, techos, cubiertas laterales, acabados, equipos de iluminación y/o ventilación.

CARGAS VIVAS: Será la producida por granizo o personas que pudieran subir a la cubierta y se consideran las indicadas en el tomo C-I-2 "ACCIONES", del Manual de Obras Civiles de C.F.E. (1981) y el Reglamento de Construcciones de D.D.F.

Los coeficientes sísmicos serán en base al tipo de terreno en el sitio y la estructuración del edificio según el tomo C-I-3 "Diseño por sismo" del Manual de Obras Civiles de C.F.E. y el reglamento de Construcción de D.D.F.

Para las cargas por viento se aplicarán las disposiciones del tomo C-I-4 "DISEÑO POR VIENTO", del manual de Obras Civiles de C.F.E.

CALCULO DE MARCOS.

El análisis estructural, se hará en base a la teoría de la elasticidad lineal.

Los marcos rígidos fueron calculados por el método de las rigideces en el tercer nivel, el cual considera 3 grados de Libertad.

Los cálculos fueron desarrollados de acuerdo a un programa comercial ya existente, el cual está regido, desde luego por todas las especificaciones de Institutos de Ingeniería reconocidos y principalmente por el manual AISC.

Este programa únicamente, nos muestra los resultados, del marco; tales como giros y desplazamientos (horizontal y vertical) en los nudos de la estructura; todos los elementos mecánicos como, carga axial, cortante y momento flexionante de las barras de la estructura en los extremos del elemento en sus coordenadas locales, y hace las revisiones necesarias de todos los datos obtenidos, por tanto todos los cálculos de tensores, placas-base, largueros, etc., se verán más adelante.

Para el análisis anterior se tendrá que contar con los datos siguientes:

Geometría de la estructura: Del nudo inicial al final de cada miem-

bro, como alturas, espesores y anchos; área, inercia, módulo de sección -- peralte de 10 puntos de cada miembro; cargas; tipo de material, (para este diseño se uso acero estructural designación ASTM, A-36 con límite elástico de 2531 Kg/cm^2); coordenadas y nudos, inicial y final de cada elemento.

De tal forma que al alimentar al programa con los datos anteriores -- tendremos la revisión de la primera alternativa, todo lo anterior está --- regido por la geometría de la estructura.

Así mismo se podrán proponer tantas alternativas como queramos, hasta poder determinar o decidir cual será la más óptima, todo dentro de los márgenes de seguridad y economía.

DESCRIPCION DEL PROGRAMA PARA CALCULO DE MARCOS RIGIDOS POR EL METODO DE LAS RIGIDECES EN EL TERCER NIVEL.

A. continuación se muestra a rasgos generales el diagrama de flujo -- del programa de cálculo por el método de las rigideces en el tercer nivel. Cada uno de los pasos del diagrama de flujo se le ha dado nombre con una -- letra, para poder explicar brevemente su funcionamiento.

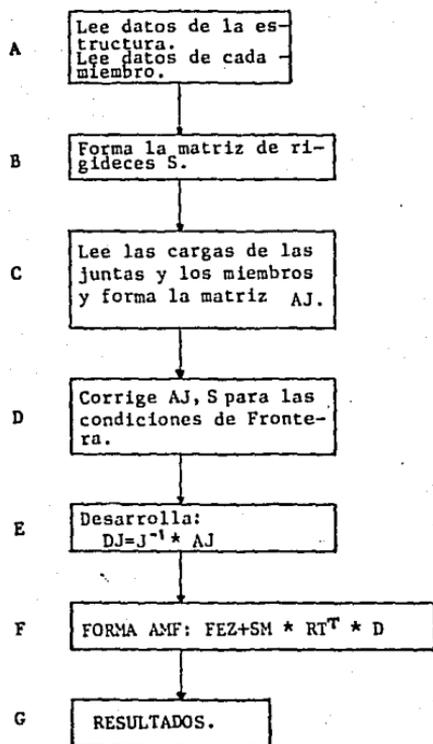


FIG. 2.08- 8.

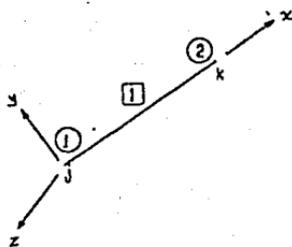
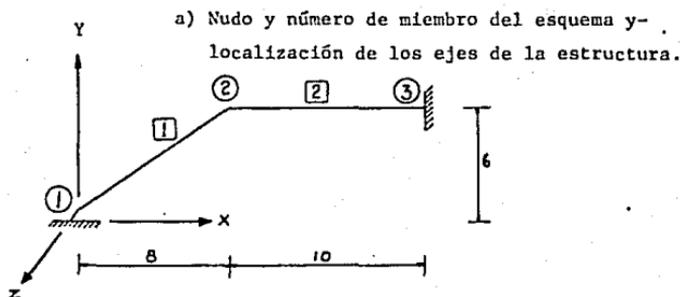
APENDICE A.

Se tendrá que proponer la geometría de la estructura.

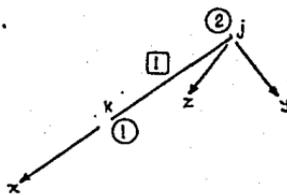
Se tendrá que asignar un número único a cada nudo, y a cada uno de los miembros como también la localización del origen de los ejes de la estructura para poder determinar sus coordenadas. Como se muestra en la Fig. 2.08-9 y en el plano de localización de coordenadas, condiciones de apoyo, mostrado en el dibujo de RESTRICCIONES DE LOS NUDOS, cargas, acero estructural.

FIG. 2.08-9

DESCRIPCION DE LA ESTRUCTURA PARA ALIMENTAR EL PROGRAMA DE LA COMPUTADORA.



b) Ejes de miembro si el nudo 1 está cerca del final.



c) Ejes de miembro si el nudo 2 está cerca del final.

Para cada miembro el nudo cercano es el origen del sistema de coordenadas.

Se tendrá que dejar que el nudo 1 sea el nudo cercano al origen para el miembro 1 en la Fig. 2.08-9a. Las coordenadas del miembro son entonces entendidas a ser orientadas como se muestra en la Fig. 2.08-9b, sin embargo si la junta 2 es tomada como cercana al origen, entonces los ejes -- del miembro son orientados como se muestra en la Fig. 2.08-9c.

Los datos estructurales remanentes comprenden los ejes de coordenadas X,Y,Z, para cada nudo.

Los datos del miembro consistentes en las propiedades de la sección requeridas en computarizar la matriz de rigidez del miembro y los ángulos α para miembros del marco en el espacio. Las medidas del miembro son tomadas en el programa.

APENDICE B.

La matriz de rigidez es computarizada sin consideración de las condiciones de frontera, usando el procedimiento descrito anteriormente, para cada miembro en turno se forma una matriz que se denominará $SMR=RT^T*SM*RT$ y que se agrega a la matriz S que es la matriz de rigideces. Un programa debe computarizar la colocación de cada elemento SMR y entonces agregar -- SMR a S.

El procedimiento para computarizar la colocación de los elementos -- SMR en la matriz S es descrito por los miembros del marco plano.

El procedimiento para los miembros del marco en el espacio es dado -- en el apéndice F. El procedimiento para otro tipo de miembros es similar.

Para ejemplificar se consideró un marco plano de 5 juntas, la forma -- de la matriz S para este marco esta mostrada en la Fig. 2.08-10a.

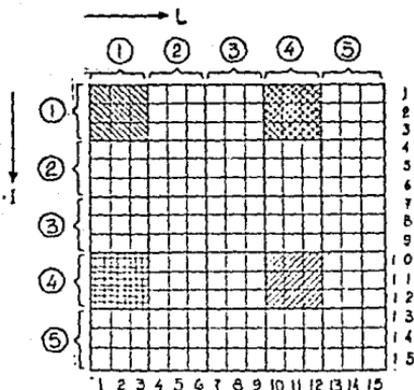
Los números circulados en la Fig. 2.08-10a indican la porción de la matriz S asociada con cada nudo. Por ejemplo las primeras 3 líneas y columnas son asociadas con el nudo 1. La porción de S común tanto a las tres primeras líneas y columnas de S corresponden al desplazamiento de el nudo 1. Los otros tres elementos que son diferentes de cero de los primeros 3 renglones y columnas dependen de las numeraciones más lejanas de los miembros cuyo marco está dentro del nudo 1.

Por ejemplo la matriz SMR para el miembro mostrado en la Fig. 2.08-10b tiene la forma mostrada de la Fig. 2.08-10c, y es guardado en S como se muestra en las áreas sombreadas de la Fig. 2.08-10a.

También mostrados en la Fig. 2.08-10a y c serán variables I, L, II y LL , los cuales son usados para descubrir la colocación de los elementos en las matrices S y SMR. Los trabajos de impresión de los elementos de una matriz son descritos usando subíndices.

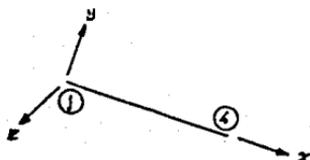
El elemento de S el cual descansa en la fila i y en la columna l de S es adscrito como S_{il} . En la notación de la computación cada subíndice se vuelve un índice y S_{il} se transforma $S(I,L)$. Similarmente los índices para SMR son II y LL y los elementos de SMR se describen como $SMR(II, LL)$.

(FIG. 2.08-10)

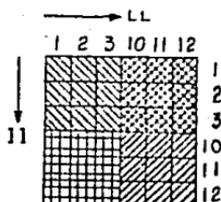


a) Matriz S de 5 nudos para marco plano.

b) Miembro del cuadro para nudos 1 y 4.



c) Matriz SMR para miembro 1-4.



Para acumular SMR dentro S se requiere un algoritmo que computará los índices II y LL.

Una vez que estos índices son computados, SMR puede ser añadido a S usando el lenguaje Fortran.

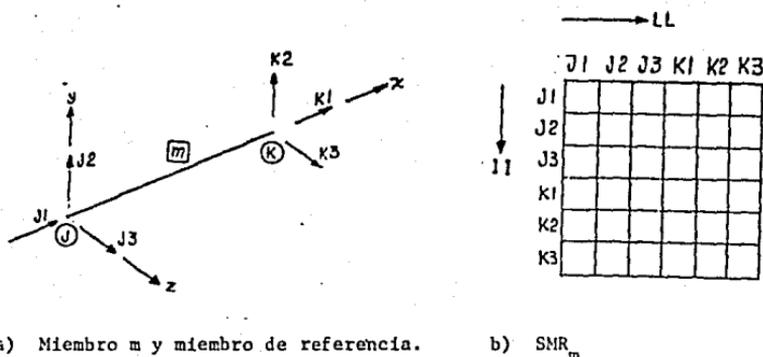
$$S(I,L) = S(I,L) + SMR(II,LL).$$

El miembro m de un marco plano se muestra en la Fig. 2.08-11a y la matriz correspondiente SMR_m se muestra en la Figura 2.08-11b.

Los números de los nudos, para las terminaciones cerca y lejos se dan con J y K respectivamente. Las referencias de miembros J1 hasta K3 son los índices II, LL que serán computados nuevamente para cada miembro.

El procedimiento para computerizar los índices es deducido permitiendo $J=1, 2, \dots$, determinando visualmente donde los elementos SMR deben ir acumulados en S, y desarrollando una rutina para computar los índices.

FIG. 2.08-11 ACUMULACION DE SMR EN S.



Examinando las Figs. 2.08-10 y 2.08-11, se nos muestra que por elemento $J=1$ de SMR ($J1, J1$) se añaden a $S(1, 1)$, SMR ($J1, J2$), se añaden a $S(1, 2)$ etc., para $J:2$, SMR ($J1, J1$), se añade $S(4, 4)$, SMR ($J1, J2$) se añade a $S(4, 5)$ etc. De tal forma que los índices $J1, K3$ se computarizan como:

$$\begin{aligned} J3 &= 3*J & K3 &= 3*K \\ J2 &= J3-1 & K2 &= K3-1 \\ J1 &= J3-2 & K1 &= K3-2 \end{aligned}$$

Cada uno de los índices II, LL deben tomarse en los valores sucesivos de $J1, J2, J3, K1, K2, K3$, para añadir los valores de 36 de SMR a S .

Es conveniente escribir una subrutina para acumular los índices $J1, K3$ para que sean vueltas a llamar con II, LL en:

$$S(I, L) = S(I, L) + SMR(II, LL).$$

Para escribir los detalles como una subrutina y volver a llamar los valores II, LL se tendrá que ver el apéndice F.

APENDICE C.

La acumulación de los nudos se leen en términos de las coordenadas de las estructuras y se añaden directamente a una matriz que se forma denominada AJ.

A cada nudo de un marco plano solo 3 cargas pueden presentarse; fuera a lo largo de los ejes X y Y, y un momento en el eje Z.

Claramente el número de líneas en la matriz AJ para un marco plano es tres veces el número de nudos (se verá más adelante).

Las cargas del miembro se describen en términos de los ejes. Para cada miembro la acción terminal fija es computada y rotada con las coordenadas de la estructura y usando:

$$A_m = RT_m^{-1} * AM_m = RT_m^T * (-FEAm)$$

Los índices que se usan para añadir la acción de la rotación del miembro a AJ son computarizadas de una manera similar a la descrita en B.

APENDICE D.

Las matrices AJ y S son corregidas para conocer las condiciones de frontera. Un programa presenta estas correcciones buscando la fijación de los datos de los nudos, identificando las restricciones de cada nudo, computarizando los índices de los elementos, AJ y S, los cuales necesitan ser modificados y después modificando estos elementos como se muestra a continuación.

$$\begin{bmatrix} AJ_1 \\ \vdots \\ DJ_i \\ \vdots \\ AJ_n \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} S_{11} & 0 & S_{1n} \\ \vdots & \ddots & \vdots \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ \vdots & \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ S_{n1} & 0 & \vdots & \vdots & S_{nn} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} DJ_1 \\ \vdots \\ DJ_i \\ \vdots \\ DJ_n \end{bmatrix}$$

APENDICE E.

Los desplazamientos de nudos se comparizan ya sea invirtiendo S o usando una rutina para resolver ecuaciones simultáneas. Para las estructuras que tienen solamente algunos nudos cualquier procedimiento requiere -- cerca del mismo tiempo y capacidad de memoria.

Para problemas mayores, formar S^{-1} (S invertida) requiere también capacidad mayor de memoria y el método de Gauss se usa generalmente para resolver ecuaciones simultáneas.

$$DJ = S^{-1} * AJ.$$

La forma de la matriz de rigidez para una estructura que contiene un gran número de nudos, se muestra en la Fig. 2.08-12, todos los elementos -- que sean diferentes de cero, se localizan en el área sombreada y se dice -- que la matriz S es una matriz de banda,

Para el uso de una rutina que resuelva ecuaciones simultáneas, solamente los elementos de S , sobre o a la derecha de la diagonal necesitan, -- ser acumuladas. Sin embargo si se computariza S^{-1} , la matriz S debe ser -- cargada ya que S^{-1} , llena el espacio entero reservado para S .

Por ejemplo; considerar un marco plano que contenga 100 nudos. Las -- matrices S^{-1} son 300×300 las cuales requieren 90,000 espacios de memoria. -- Las rutinas que desarrollan la inversa de una matriz normalmente reemplazan -- la matriz por su inversa y de esta manera el total acumulado para S y -- S^{-1} es de 90,000 espacios. Sin embargo algunas configuraciones de computa

ción permiten el uso de bastante almacenaje en el centro o en la porción de acceso inmediato de la computadora. En lugar de lo anterior, se puede tener una cinta que necesita una programación muy complicada si S se desea. También el acceso de esta cinta es mucho más lento. Si el ancho de la banda es por ejemplo de 40 columnas, el ancho de la mitad de la banda por la diagonal principal es de 21 y la capacidad de memoria requerida es de $300 \times 21 = 6,200$ espacios, los cuales son aprovechables.

Fácilmente el ancho de la banda depende de la secuencia del número de nudos que se usen.

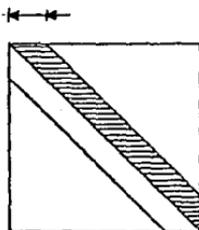


FIG. 2.08-12.

APENDICE F.

Las acciones de los miembros se computarizan por extracciones de los desplazamientos de el nudo que corresponde a cada miembro y usando

$$AMF = SM * RT * D + FEA$$

El procedimiento de indexación que se usa colocando SMR en S es nuevamente la expresión anterior.

APENDICE G.

La salida se muestra en una forma fácil de interpretar los resultados tales como giros y desplazamientos (horizontal y vertical) en los nudos de la estructura, elementos mecánicos como carga axial, cortante, y mo

mento flexionante de las barras de la estructura en los extremos del elemento en sus coordenadas locales y espesores de placa tanto en almas como en patines.

A continuación se muestran, parte de los listados donde se observan datos, resultados, etc., después de los mismos se mostrarán, obtención de coordenadas, análisis de cargas, combinaciones que intervienen en el programa de las mismas, explicación de títulos circulados en los enlistados.

ESTRUCTURA MARCO RIGIDO
(SECCION VARIABLE)

115

PROYECTO : TLAJIQUILCO

COORDENADAS DE LOS NUDOS

NUDOS	EJE X	EJE Y
1	0	0
2	21.59	6.92273
3	5.85	7.676
4	11.85	8.383
5	17.5	8.811
6	23.35	8.383
7	29.15	7.676
8	35	0
9	34.7841	6.92273
10	49.35	7.799
11	51.65	8.8968
12	60	9.464
13	68.35	8.8968
14	76.65	7.799
15	85	0
16	85.3175	6.735
17	93.65	7.759
18	101.65	8.8968
19	110	9.464
20	118.35	8.8968
21	126.65	7.799
22	135	0
23	134.683	6.735
24	143	7.9418

NUDOS DE CONEXION Y PROPIEDADES GEOMETRICAS

MIEMBROS	NUDOS	ALTURAS	ESPEORES	ANCHO			
BRG	INIC.	FINAL					
1	1	2	45.72	91.44	.635	2.2225	48.64
2	2	3	93.345	63.84	.635	2.2225	48.64
3	3	4	63.5	25.4	.635	1.27	48.64
4	4	5	25.4	59.64	.635	1.27	48.64
5	5	6	59.3	35.44	.635	1.27	48.64
6	6	7	63.5	93.345	.635	2.2225	48.64
7	7	9	45.72	91.44	.635	2.2225	48.64
9	9	10	127	76.3	.9525	2.54	48.64
10	10	11	76.22	48.64	.635	1.5875	48.64
11	11	12	48.64	76.2	.635	1.5875	48.64
12	12	13	76.2	48.64	.635	1.5875	48.64
13	13	14	48.64	76.2	.635	1.5875	48.64
14	14	16	76.2	127	.9525	2.54	48.64
15	15	16	63.5	127	.9525	2.54	48.64
16	16	17	127	76.2	.9525	2.54	48.64
17	0	0	0	0	0	0	48.64
18	18	19	10.64	76.2	.635	1.5875	48.64
19	19	20	76.22	48.64	.635	1.5875	48.64
20	20	21	48.64	76.24	.635	1.5875	48.64

21	21	23	76.22	127	.9525	2.54	48.64
22	22	23	63.5	127	.9525	2.54	48.64
23	23	24	127	48.64	.635	.9526	25.4

DATOS DE CARGA DE LA ESTRUCTURA

(TC)	(HD)	(HF)	(FA)	(Vr)	(VC)	(NF)
5	2	7	.46	1	1	
5	2	7	.6	1	2	
5	9	14	.46	1	1	
5	9	14	.6	1	2	
5	16	21	.46	1	1	
5	16	21	.6	1	2	
5	23	23	.46	1	1	
5	23	23	.6	1	2	
2	2	1	.269	1	3	
2	22	22	.269	1	3	
2	2	7	-.833	1	3	
2	2	14	-.833	1	3	
2	16	21	-.833	1	3	
2	23	23	-.833	1	3	
2	1	1	-.365	1	4	
2	22	22	-.265	1	4	
2	2	7	-.91	1	4	
2	9	14	-.91	1	4	
2	16	21	-.91	1	4	
2	23	23	-.91	1	4	
2	1	1	.231	1	5	
2	2	4	-.492	1	5	
2	2	2	-.737	1	5	
4	2	2	-2.267	0	2.16	5
4	3	3	3.829	0	5.196	5
2	5	7	-.828	1	5	
2	9	14	-.836	1	5	
2	16	21	-.836	1	5	
2	22	22	.299	1	5	
2	23	23	-1.757	1	5	

CARGAS EN LOS HUDOS

(HL)	(Vr)	(VC)	(LJ)
1	2	3	1.437
1	2	4	1.791
1	2	5	.922
1	2	6	.346
1	5	6	.692
1	9	6	.841
1	12	6	.99
1	16	6	.99
1	19	6	.99
1	23	3	1.437
1	23	4	1.791
1	23	5	.836
1	23	6	.812

RESTRICCIONES EN LOS NUDDOS

⋮	⋮
2	8
2	15
2	22

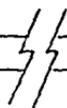
COMBINACIONES DE LA ESTRUCTURA

NUM	1	2	3	4	5	6
7	1	1	0	0	0	0
8	.75	.25	0	0	0	.75
9	.375	0	.75	0	0	0
10	.75	0	0	.75	0	0
11	.75	0	0	0	.75	0

DESPLAZAMIENTOS DE LA ESTRUCTURA

NUDDO	CARGA	DESPLAZAMIENTOS DE LA ESTRUCTURA		
		HORIZONTAL	VERTICAL	GIRO
1	1	-4.75734E-23	-1.24169E-24	4.25435E-03
	2	-6.20522E-23	-1.6198E-24	5.54915E-03
	3	8.07778E-23	2.22843E-24	6.83674E-03
	4	8.85683E-23	2.43363E-24	7.46437E-03
	5	8.74427E-23	2.67428E-24	6.51911E-02
	6	4.26751E-24	4.9264E-26	1.95769E-03
2	1	-0.055288	4.63322E-04	8.49811E-04
	2	-0.255507	6.30421E-04	1.05671E-03
	3	0.311837	-7.43265E-04	-1.17775E-03
	4	0.339513	-8.19373E-04	-1.27681E-03
	5	0.265273	-5.53574E-04	-1.51592E-04
	6	0.010569	-3.11926E-04	-1.26508E-03
3	1	-0.191233	-3.72196E-03	-2.20323E-03
	2	-0.2495	-4.05475E-03	-2.8605E-03
	3	0.332514	7.73572E-03	3.96631E-03
	4	0.329691	8.54431E-03	4.33385E-03
	5	0.243105	0.135708	4.75366E-03
	6	0.109263	6.55696E-03	9.03945E-04
4	1	-0.11526	0.265324	1.63144E-03
	2	-0.215356	0.345723	6.04192E-03
	3	0.25336	0.486666	7.60616E-03
	4	0.202104	0.359459	8.26693E-03
	5	0.209361	0.511829	6.10566E-03
	6	0.112332	-8.43665E-03	5.66095E-04
5	1	0.055958	0.40431	4.22903E-04
	2	0.283123	-0.325356	-5.51615E-04
	3	0.643753	0.332744	3.75734E-04
	4	0.257391	0.74453	4.00846E-04
	5	0.197496	0.650341	4.45005E-04
	6	0.08677	1.03178E-03	1.43636E-03
6	1	0.149796	0.387754	4.24101E-03
	2	0.095648	0.401418	5.53175E-03
	3	0.233616	0.56496	7.23086E-03
	4	0.25638	0.550393	7.86492E-03

5		.018467	.0449563	7.20207E-03
6		.01125	6.28431E-03	6.74604E-01
7		-.012348	-7.59184E-03	2.58299E-03
1		-.0161061	-9.90136E-03	2.36911E-03
2		.0191952	.0115906	-4.20471E-03
3		.0209272	.0123229	4.69483E-03
4		.0142714	8.05753E-03	3.87987E-03
5		.0111341	5.32738E-03	6.94130E-04
6		4.06194E-23	-2.99902E-24	3.04684E-03
8		-5.29819E-23	-3.91175E-24	3.97415E-03
1		7.04859E-23	5.48199E-24	5.06722E-03
2		7.69564E-23	5.99156E-24	5.46334E-03
3		7.05713E-23	5.34469E-24	4.3593E-03
4		1.05185E-23	5.01825E-27	1.83741E-03
5		.0115223	-6.55936E-04	2.68847E-04
9		.0150291	-8.55573E-04	3.40234E-04
1		.0179999	-1.0936E-03	7.51993E-04
2		.0196277	1.12599E-03	8.21598E-04
3		.0133142	3.4987E-04	1.40012E-03
4		.0104603	3.29943E-04	1.65564E-03
5		-9.69249E-03	.0265649	4.25435E-03
10		-.0126419	.0208499	5.54583E-03
1		.0145936	.0332457	7.63771E-03
2		.0159142	.0417712	8.33796E-03
3		9.48795E-03	.0438197	8.31301E-03
4		.0112213	-7.05037E-03	6.17365E-04
5				
6				



22	1	.0191668	7.20316E-04	-1.50069E-03
	2	.0250027	9.39543E-04	1.95743E-03
	3	-.0343607	-1.29906E-03	2.78841E-03
	4	.0376941	-1.41633E-03	3.03728E-03
	5	.0423191	1.57433E-03	4.21336E-03
	6	9.81145E-03	-4.57676E-04	1.32111E-03
24	1	.022816	-.0185946	2.83502E-03
	2	.0187165	.0247625	3.69063E-02
	3	.0398429	.0351871	5.2311E-05
	4	-.0434539	.0321812	5.3657E-03
	5	-.0514476	.0613405	9.36559E-03
	6	.0114091	.0105556	1.3211E-03

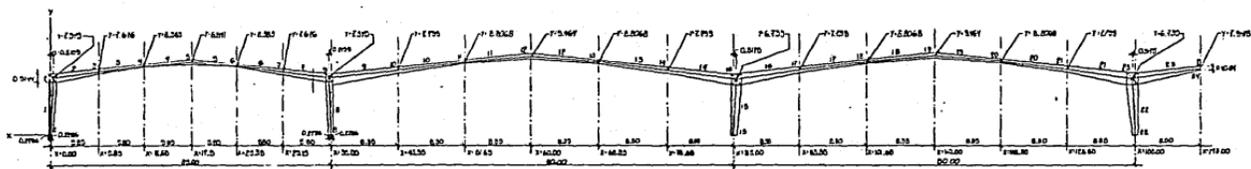
MIEM	AXIAL INICIAL	ACCIONES CORTANTE	FINALES EN MOMENTO INICIAL	LOS MIEMBROS EN AXIAL FINAL	CORTANTE FINAL	MOMENTO FINAL
1	8.299	-7.140	0	-8.299	7.143	49.475
	10.852	9.317	0	-10.825	9.317	64.533
	-14.873	11.29	0	14.873	12.152	84.653
	-16.213	12.31	0	16.213	-14.345	22.311
	-17.802	13.776	0	17.802	17.802	89.374
	-.314	-6540	0	.311	.654	4.53

PROPIEDADES DEL MIEMBRO 23

PUNTO	AREA	ENERGIA	DE	RECALTE	DE	D	PIEZOGRAMA
1	125.83	273665	4431.58	120.582	5.87687	120.777	5.93287
2	119.537	259948	4031.51	114.048	4.71351	112.141	6.0017
3	114.113	191226	3627.55	109.41	4.15636	103.505	6.03422
4	108.159	151861	3239.73	96.774	4	94.869	6.16463
5	103.145	126348	2867.5	83.135	3.84307	86.235	6.24874
6	97.4611	99228.6	2511.15	79.592	3.26809	77.597	6.35617
7	92.1771	76915.2	2179.72	70.566	2.92513	68.261	6.42738
8	86.6934	57447	1846.28	62.22	2.57216	60.325	6.52166
9	81.2095	41211.7	1537.52	53.554	2.21522	51.689	6.6223
10	75.7257	28004.6	1245.81	44.958	1.85627	45.093	6.72666

ASIGNACIONES DE DISEÑO EN EL MIEMBRO 23

CARGA AXIAL	CARGA	MOMENTO	P/A	W/Sx	fa/FaFb/Fb
1	7	1.279	-33.5303	10.2255	-753.22
	9	0	14.5116	0	326.007
	7	1.279	-33.5303	10.2255	-753.22
2	7	1.279	-25.8613	10.6942	-666.233
	9	0	11.6265	0	288.337
	7	1.279	-25.8613	10.6942	-666.233
3	7	1.279	-20.9533	11.2082	-577.615
	9	0	9.86933	0	249.744
	7	1.279	-20.9533	11.2082	-577.615
4	7	1.279	-15.7463	11.7745	-486.036
	9	0	6.81529	0	210.366
	7	1.279	-15.7463	11.7745	-486.036
5	7	1.279	-11.3003	12.4	-394.08
	9	0	4.89076	0	170.565
	7	1.279	-11.3003	12.4	-394.08
6	7	1.279	-7.53524	13.0963	-302.461
	9	0	3.28736	0	130.911
	7	1.279	-7.53524	13.0963	-302.461
7	7	1.279	-4.63123	13.8754	-213.35
	9	0	2.00448	0	92.3414
	7	1.279	-4.63123	13.8754	-213.35
8	7	1.279	-2.49621	14.7531	-130.436
	9	0	1.04231	0	56.4545
	7	1.279	-2.49621	14.7531	-130.436
9	7	1.279	-0.926194	15.7494	-60.2237
	9	0	0.36862	0	26.0652
	7	1.279	-0.926194	15.7494	-60.2237
10	7	1.279	-0.185164	16.8899	-14.8629
	9	0	0.0801337	0	6.43265

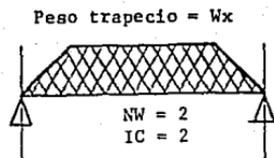
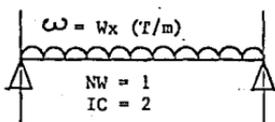
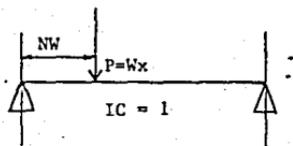


ALZADO DE LA ESTRUCTURA

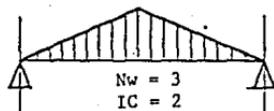
UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE BACHULAM.	
ESCUELA DE INGENIERIA	
TÉRMINO PROFESIONAL	
PROFESIONES DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA	
LOCALIZACIÓN DE COORDENADAS EN LOS MUJOS DE LA ESTRUCTURA.	
CARR. DE BACHULAM - CAMARÉ ROZALET 0000	
ANAL. JAL.	1987
FM 5.06-13	

A) TIPOS DE CARGA.

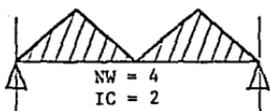
IC = Índice de carga (indica que tipo de carga es).



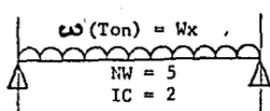
Peso de triángulo



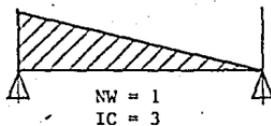
Peso 1 triángulo = Wx



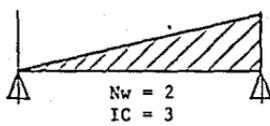
Peso carga total en el claro = Wx



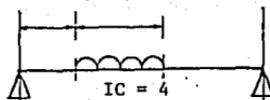
Peso triángulo = Wx



Peso triángulo = Wx



W (Ton) = Wx



B) SIGNIFICADO DE TITULOS CIRCULADOS EN LISTADOS DEL PROGRAMA.

NW - Parámetro que varía según IC.

Wx - Magnitud de la carga.

MI - Miembro inicial donde se presenta la carga.

MF - Miembro final donde se presenta la carga.

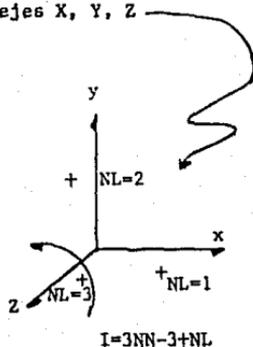
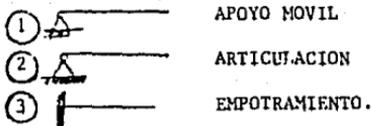
NL - Número de efecto de carga respecto a los ejes X, Y, Z

NN - Número del nudo.

NC - Número de carga.

LJ - Carga en el nudo.

NR - Restricciones en los nudos,



NP - Número de carga cuando IC = 4

C) SIGNIFICADO DE LA NUMERACION DE CARGAS EN LOS ENLISTADOS.

CARGAS SOLAS (1 a 6)

1 = Carga muerta (CM)

2 = Carga viva (CV)

3 = Viento normal al ler, marco

4 = Viento normal al 2do, marco y demás.

5 = Viento paralelo al marco.

6 = Sismo.

COMBINACIONES DE CARGAS (7 a 11)

7 = Carga Muerta + Carga Viva (CM + CV) .

$$8 = [\text{Carga Muerta} + \text{Carga Viva reducida} + \text{Sismo}] 0.75$$

$$9 = (\text{Carga Muerta} + \text{Viento}) 0.75; \text{ normal al } 1^{\text{a}} \text{ marco}$$

$$10 = (\text{Carga Muerta} + \text{Viento}) 0.75; \text{ normal al } 2^{\text{a}} \text{ y demás marcos.}$$

$$11 = (\text{Carga Muerta} + \text{Viento}) 0.75; \text{ paralelo al marco.}$$

COMBINACION DE CARGAS.	C A R G A S :					
	1	2	3	4	5	6
7	1	1	0	0	0	0
8	0.75	0.25	0	0	0	0.75
9	0.375	0	0.75	0	0	0
10	0.75	0	0	0.75	0	0
11	0.75	0	0	0	0.75	0
Valor de cada carga con respecto a la unidad.						

$$7 = \text{CM} + \text{CV} = 1 + 1$$

$$8 = [(\text{CM} + \text{CVred}) + \text{Sismo}] 0.75$$

$$\text{CVred} = 1/3 \text{ CVpermanente } (0.75 + 0.25) + 0.75$$

$$9 = (0.5\text{CM} + \text{Viento}) 0.75 = 0.375 + 0.75 \text{ (normal } 1^{\text{a}} \text{ Marco).}$$

$$10 = (\text{CM} + \text{Viento}) 0.75 = 0.75 + 0.75 \text{ (normal al } 2^{\text{a}} \text{ Marco y demás).}$$

$$11 = (\text{CM} + \text{Viento}) 0.75 = 0.75 + 0.75 \text{ (paralelo al marco).}$$

ANALISIS DE CARGAS:

A) PARA DISEÑO DEL MARCO

1) CARGAS MUERTAS (CM)	ESTRUCTURAL KG/M2	SISMICO KG/M2	DE LA --- CIMENTACION KG/M2.
- Peso propio de lámina pintro	6	6	6
- Peso propio de la estructura	30	30	30
- Peso de lámparas	10	10	10
Total de carga muerta	46	46	46
2) CARGAS VIVAS PENDIENTE 10% (CV) 60		20	5
Total CV + CM	106	66	51

B) PARA DISEÑO DE LARGUEROS.

1) CARGAS MUERTAS (CM)	ESTRUCTURAL KG/M2	SISMICO KG/M2	DE LA --- CIMENTACION KG/M2
- Peso propio de las láminas	6	6	6
- Peso propio de largueros	10	10	10
- Peso de lámparas	10	10	10
Total de carga muerta	26	26	26
2) CARGAS VIVAS (CV).	60	20	5
TOTAL CV + CM	86	46	31

VIENTO.

La zona donde se encuentra localizada nuestra planta está dentro de la zona 4.

La estructura de nuestro proyecto es una estructura del tipo B.

La velocidad del viento será tomada como:

$$V = 160 \text{ Km/h}$$

El factor de topografía es:

$$K = 1.0 \text{ (terreno plano a campo abierto)}$$

PRESION DEL VIENTO.

$$P = 0.0048 \text{ GC } V_D^2$$

$$V_D = 160 \text{ Km/h}$$

$$C = \frac{8 + h}{8 + 2h} = 1.0$$

$h = 0$ (Altura sobre el nivel del mar)

$$P = 122.88 \text{ C}$$

C = Factor de empuje que varía según la dirección del viento.

Para: $C = -1.0$

$C = 1.75$

$\omega = -122.88 \text{ Kg/m}^2$ $\omega = -215.04 \text{ Kg/m}^2$

$C = 0.75$ $C = -0.4$

$\omega = 96.16 \text{ Kg/m}^2$ $\omega = 49.152 \text{ Kg/m}^2$

$C = -0.68$ $C = -0.75$

$\omega = -83.5584 \text{ Kg/m}^2$ $\omega = -92.16 \text{ Kg/m}^2$ (succión)

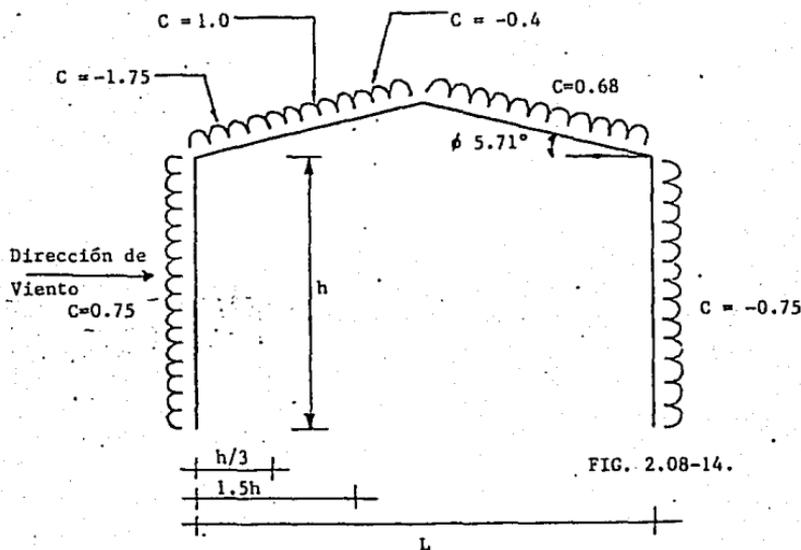


FIG. 2.08-14.

PARA $L = 35$ ó 50 mts.

Teniendo las siguientes dimensiones:

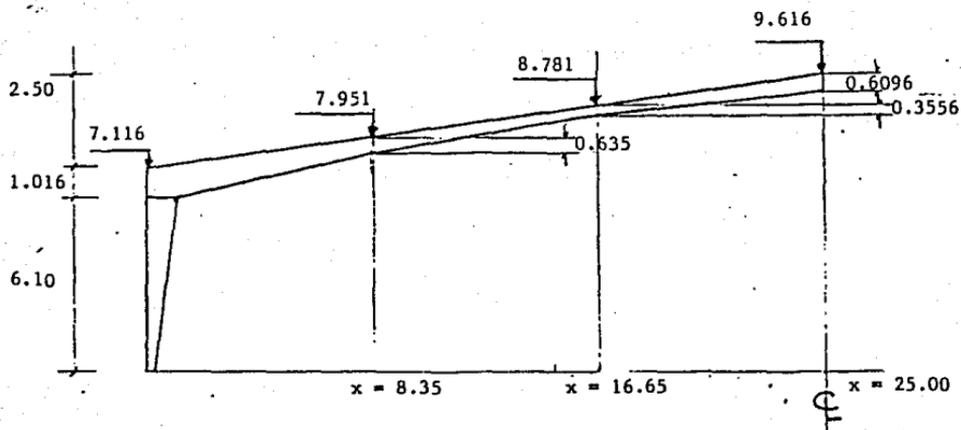


FIG. 2.08-15

Empuje de Viento:

$$\text{Primer Marco: } \omega_v = \frac{7.116}{3} (122.88) (1.75) + (5-2.373) 122.88$$

$$\omega_v = 833 \text{ Kg/m.}$$

$$\omega_M = 5 \times 46 = 230 \text{ Kg/m.}$$

$$\text{Succión neta} = 833 - 230 = 603 \text{ Kg/m.}$$

$$\text{Segundo Marco: } \omega_v = 5.674 (122.88) + (10-5.674) 122.88 (0.4)-$$

$$\omega_v = 909.85 \text{ Kg/m} \approx 910 \text{ Kg/m}$$

$$\omega_M = 10 \times 46 = 460 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Succión neta} = 910 - 460 = 450 \text{ Kg/m.}$$

$$450 < 603 \text{ .}$$

Rige el primer marco ya que solamente tiene la mitad de la carga muerta.

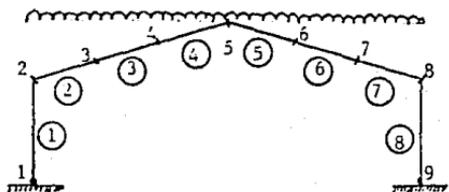
Suponiendo de viento a cada 2.50 apoyados en un cabezal de columna a columna tenemos:

$$\omega_{\text{marco}} = 122.88 \text{ c } \frac{d}{2}$$

$$\omega_{\text{marco}} = 122.88 (1.75) \frac{2.50}{2}$$

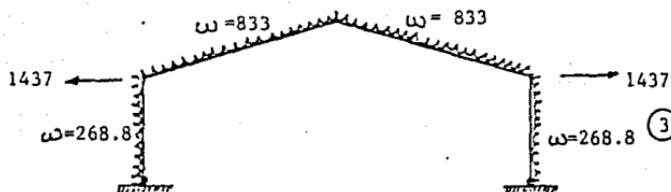
$$\omega_{\text{marco}} = 268.8 \text{ Kg/m.}$$

FIG. 2.08-16.

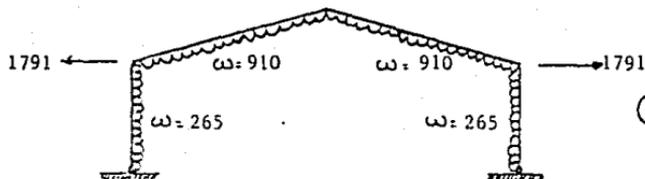


① $\omega = 460$ carga muerta

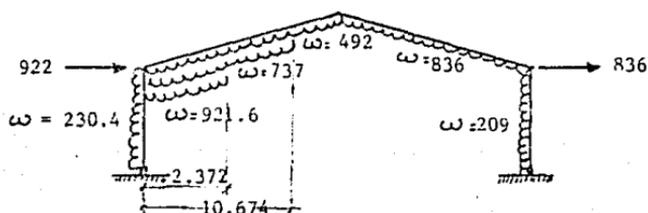
② $\omega = 600$ carga viva.



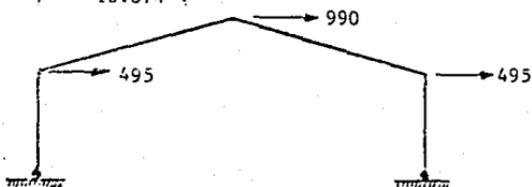
③ Viento normal al 1° Marco



④ Viento normal al 2° Marco.



⑤ Viento paralelo al marco.



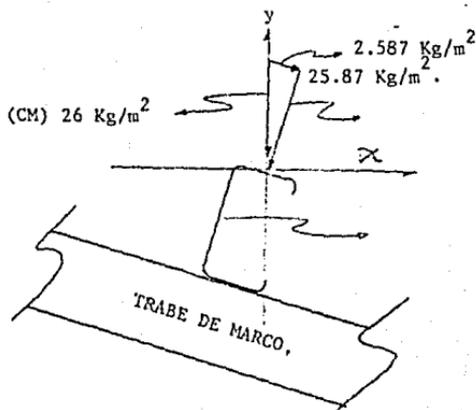
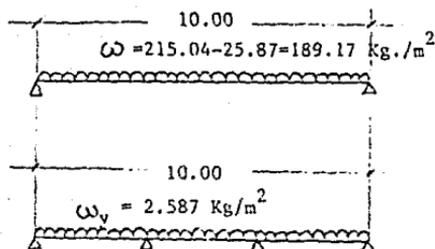
⑥ Sismo.

DISEÑO DE LARGUEROS,

Para la lámina pinto R-72, la separación del larguero no debe ser mayor de 1.75 m, ya que para este claro la carga máxima es de 215 Kg/m^2 y tenemos 215 Kg/m^2 de succión de vientos, para un claro simple, para claro de 2 m, entre largueros con lámina corrida en 3 o más claros tenemos carga máxima de 206 Kg/m^2

Usaremos claro de 2m.

Para zona h/3 (croquis anterior)



$$M_x = \frac{189.13 \times 10^2}{8} \times 2 = 4729.25 \text{ Kg.m.}$$

$$S_x = \frac{4729.25 \times 0.75}{2100} = 168.90 \text{ cm}^3$$

∴ Usaremos 2 canales MONTEN 10 MT 12 []

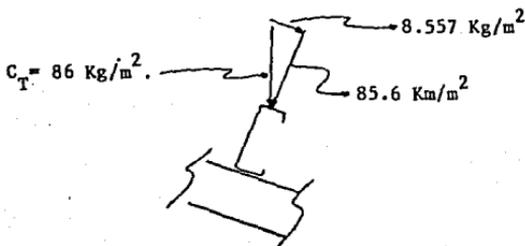
de la misma forma se calcularán para las zonas

$$1.5 h \text{ "y"} \frac{L}{2} - 1.5 h$$

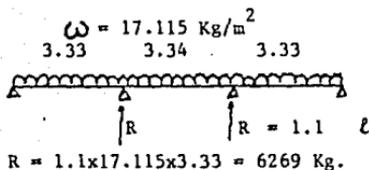
DISEÑO DE SAG-ROODS.

Los Sag-roods o atiesadores, nos sirven para garantizar la posición de nuestros largueros MONTEN.

Para el cálculo de ellos tendremos que usar la carga total de la cubierta.



La separación de largueros será a cada 2 metros.



$$\omega = 8.557 \text{ Kg/m}^2 \times 2$$

$$\omega = 17.115 \text{ Kg/m}^2$$

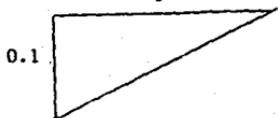
Haciendo el análisis para la nave de 50 mts. (Se saca T solo para 1/2 nave).

$$T = \frac{62.64}{2} \times 25 \text{ mts.} \times \sqrt{1^2 + 0.1^2}$$

* por pendiente de 10%

$$T = 787.53$$

$$A_s = \frac{787.53}{980} = 0.804 \text{ cm}^2$$

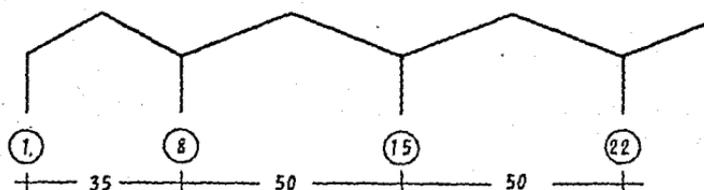


∴ Usaremos varilla lisa de 1/2" de ϕ con un área neta de 0.81 cm² -- de la misma forma tendríamos que calcular la nave de 35 mts., pero dejaremos el mismo diámetro por cuestiones de supervisión y fabricación pues es sencillo y no afecta la cantidad de acero en Kgs.

DISEÑO DE PLACAS BASE Y ANCLAS.

Para el diseño de las placas base y anclajes, es necesario que ya se haya corrido el programa para el cálculo de los marcos, puesto que requerimos del dimensionamiento de los desplantes de las columnas y los esfuerzos que intervienen en nuestros apoyos, los cuales fueron considerados como articulados.

FIG. 2.08-17



Los datos obtenidos fueron los siguientes:

P = Esfuerzo de compresión (que es el que nos registrá)
 T = Esfuerzo de tensión, que es cuando existe viento.
 V = Cortante.

Para el marco de 35.00

PLACA BASE 1

P = 19.125 Ton $V_P = 16.46$

T = 8.043 $V_T = 5.789$

PLACA BASE 45.72x40.64 (cms)

PLACA BASE 8

P = 44.455 Ton $V_P = 15.95$

T = 18.837 $V_T = 6.44$

PLACA BASE 45.72x40.64 (cms)

Para el marco de 50.00 mts.

PLACA BASE 15

P = 52.797 Ton $V_P = 4.532$

T = 22.344 $V_T = 2.113$

PLACA BASE 40.64x63.5 (cms).

PLACA BASE 22

P = 37.177 $V_P = 27.877$

T = 15.744 $V_T = 12.127$

PLACA BASE 40.64x63.5 (cms)

PLACA BASE 1

$$P = 19.125 \text{ Ton} \quad V_P = 16.46$$

$$A \text{ PLACA} = 1858 \text{ cm}^2$$

$$T = 8.043 \quad V_T = 5.789$$

$$f_P = \frac{19125}{1858} = 10.29 \text{ Kg/cm}^2$$

$$10.29 < 50 \therefore \text{ok}$$

AREA DE ACERO REQUERIDO.

$$A_{vr} = \frac{16460}{700} = 23.51 \text{ cm}^2$$

$$\frac{25.51 \text{ cm}^2}{4 \text{ anclas}} = 5.877 \text{ cm}^2/\text{ancla}$$

DE TAL FORMA QUE NOS RESULTAN.

$$4 \phi 1 \frac{1}{8}'' (25.64 \text{ cm}^2)$$

COMPROBANDO: (PARA TENSION)

$$V_T = 5.789$$

$$f = \frac{5789}{25.64} = 225.78$$

$$FT = 1970 - 1.6 \times f_{vr} \text{ (Normas AISC)}$$

$$FT = 1970 - 1.6 \times 225.78 = 1608.25$$

$$1608.75 > 1400$$

$$ft = \frac{8043}{(4.46 \times 4)} = 450.84$$



(Area neta)

$$450.84 < 1400 \therefore \text{ok}$$

Para cálculo de espesor de placa se tomó la placa en compresión que sería la reacción que produce el marco en el sentido corto y sería la mitad de la longitud para que fuera como una viga empotrada por lo tanto.

$$40.64 \div 2 = 20.32 \text{ cm}^2$$

$$M = \frac{20.32^2 \times 10.29}{8} = 531.10 \text{ Kg.cm.}$$

$$t = \sqrt{\frac{6 \times 531.10}{1897.50}} = 1.30 \text{ cms.}$$

$t = 5/8''$ (1.58 cms²) espesor nominal inmediato superior.

PLACA BASE 8

$$P = 44.455 \text{ Ton} \quad V_P = 15.95 \quad A \text{ placa} = 1858 \text{ cm}^2$$

$$T = 18.837 \quad V_T = 6.443$$

$$f_p = \frac{44.455}{1858} = 23.93 \text{ Kg/cm}^2 \quad 23.93 < 50 \text{ J. ok}$$

$$A_v = \frac{15950}{700} = 22.79 \text{ cm}^2/4 \text{ anclas}$$

$$5.70 \text{ cm}^2/\text{ancla} \therefore 4 \phi 1 \frac{1}{8}''$$

$$f_v = \frac{6443}{25.64} = 251.29$$

$$F_T = 1970 - 1.6 \times 251.29 = 1567.94$$

$$F_T = 1567.94 > 1400$$

$$f_L = \frac{18837}{17.84} = 1055.89 < 1400 \text{ ok}$$

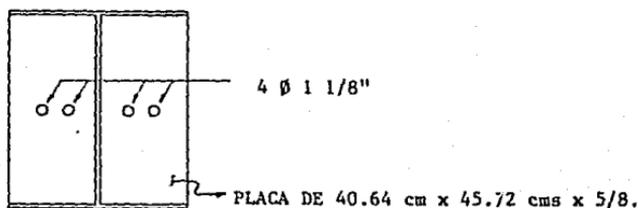
$$M = \frac{20.32^2 \times 23.93}{8} = 1235 \text{ Kg. cm.}$$

$$t = \sqrt{\frac{6 \times 1235}{1897.5}} = 1.98 \text{ cms} \therefore$$

$$t = 7/8'' (2.22 \text{ cm})$$

Para las placas base de el marco de 35 metros se obtuvo lo siguiente:

PLACA BASE 1



PLACA BASE ⑧

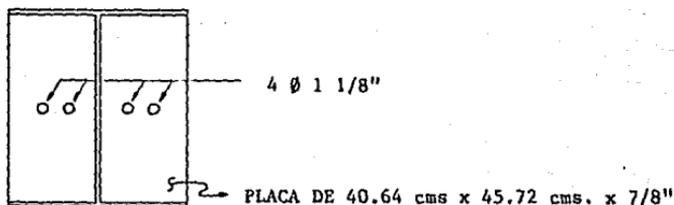


FIG. 2.08-18

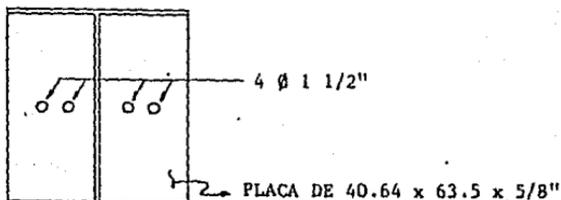
De la misma forma se calcularon las placas base del marco de 50 mts. obteniendo lo siguiente:

PLACA BASE 15



FIG. 2.08-19.

PLACA BASE 22



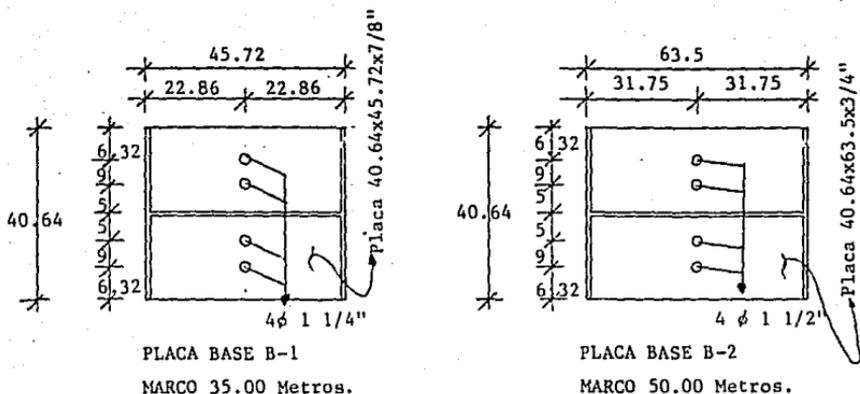


FIG. 2.08-20.

Al obtener las placas y los anclajes anteriores se optó por uniformizarlas, para tener más facilidad en supervisión y fabricación, además que en el caso de las anclas del marco de claro de 35 mts. de 1 1/8" de ϕ comercialmente es difícil su adquisición quedando las placas definitivas como se muestra a continuación y se detalla en planos.

CALCULO DE CONTRAVENTEOS HORIZONTALES Y CONTRAVENTEOS VERTICALES.

Los contraventeos horizontales, se colocarán al nivel del patín superior de las traveses de acero, mismas que sirven para distribuir las fuerzas de viento y/o sismo en el sentido perpendicular a los marcos, irán localizados entre los dos últimos ejes de cada nave, de tal forma que se hará -- un solo elemento con los dos últimos marcos de cada cabecera de las naves.

Para las naves de 35 y 50 metros tenemos la siguiente:

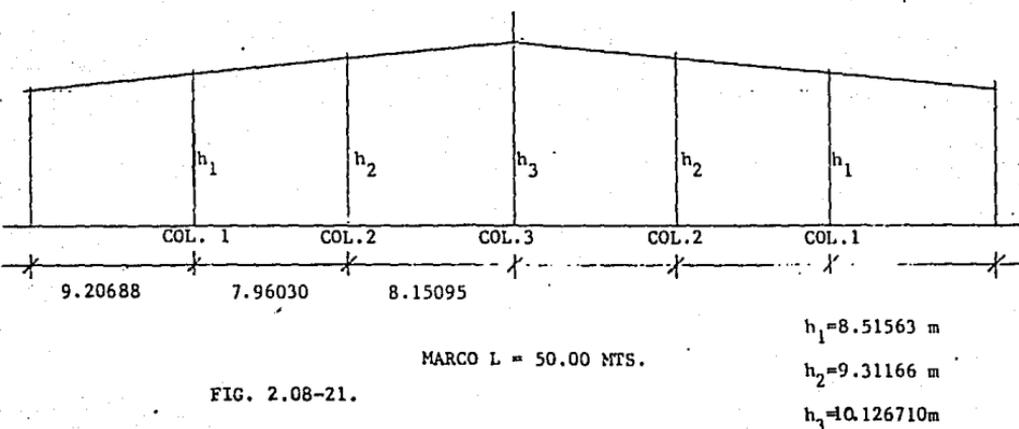
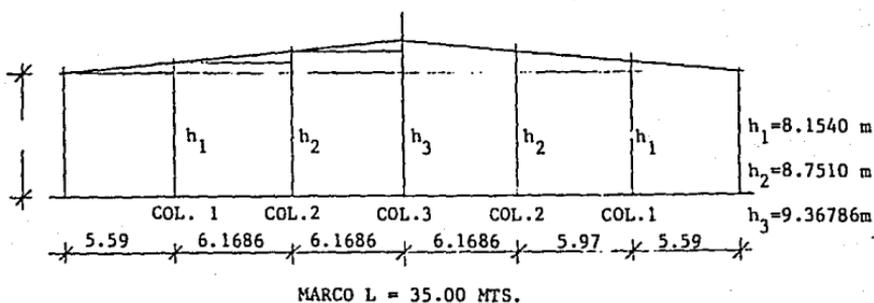


FIG. 2.08-21.

Las columnas de viento están colocadas en cada una de las cabeceras, y en la misma dirección una de la otra, esto es para recibir los efectos - causados por viento en el sentido perpendicular al marco y que los transmitemos de una columna de un lado a la del otro lado del edificio por medio de montenes, que estarán en la misma dirección de las columnas y solamente trabajaran en el sentido longitudinal para que los marcos queden lo menos afectados posible por el empuje del viento en este sentido, por lo que los demás largueros sólo cumplirán con su función de únicamente soportar la lámina y no tener esfuerzos de compresión longitudinales, tanto para los claros de 35 m. como de 50 m.

La presión del viento será:

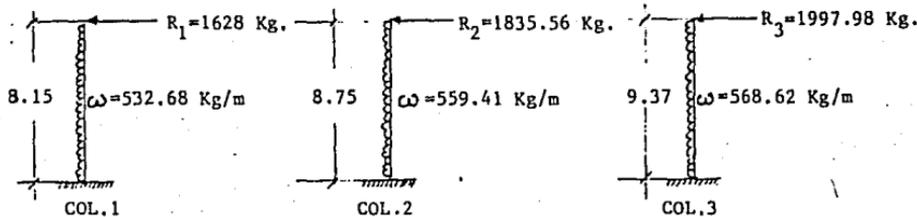
$$P = 122.88 C$$

$$P = 122.88 \times 0.75 = 92.16 \text{ Kg/m}^2$$

donde C es el factor del empuje según varía la dirección del viento.

MARCO DE 35 MTS.

CONTRAVENTEO HORIZONTAL.



$$\omega = 5.59 + 5.97 \times 92.16 = 532.68 \text{ Kg/m} \quad \omega = \frac{5.97 + 6.17 \times 92.16}{2} = 559.41 \text{ Kg/m}$$

$$R_1 = \frac{3\omega L}{8} = \frac{3 \times 532.68 \times 8.15}{8}$$

$$R_2 = \frac{3 \times 559.41 \times 8.75}{8}$$

$$\omega = 6.17 \times 92.16 = 568.62 \text{ Kg/m}$$

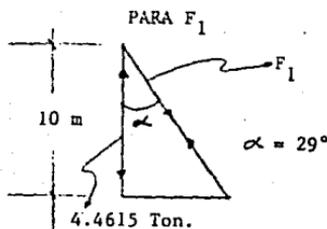
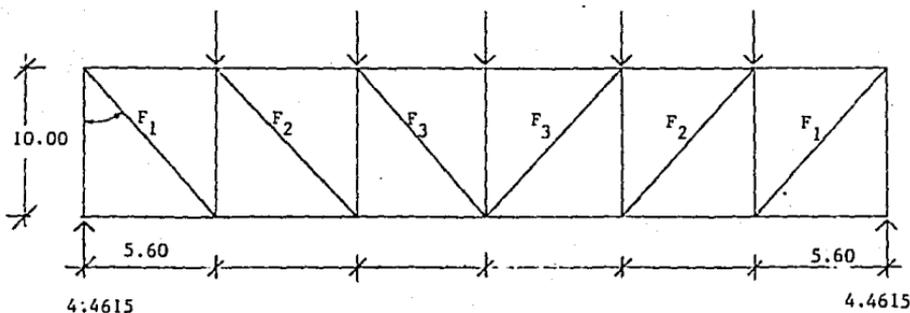
$$R_3 = \frac{3 \times 568.62 \times 9.37}{8}$$

$$R_1 = 1628 \text{ Kg.}$$

$$R_2 = 1835.56 \text{ Kg.}$$

$$R_3 = 1997.48 \text{ Kg.}$$

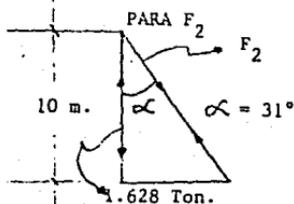
1.628 Ton. 1.835 Ton. 1.997 Ton. 1.835 Ton. 1.628 Ton.



$$F_1 = \frac{4.4615}{\cos 29^\circ}$$

$$F_1 = 5.10 \text{ Ton.} \quad As = 2.73 \text{ cm}^2 \therefore \phi 7/8''$$

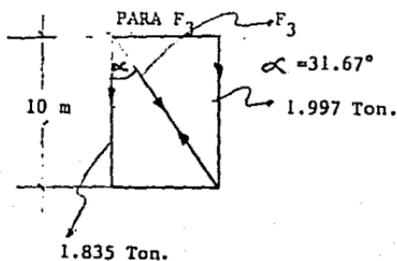
$$As = \frac{5100}{1400} \times 0.75$$



$$F_2 = \frac{1.628}{\cos 31^\circ}$$

$$F_2 = 1.90 \text{ Ton} \quad As = 1.01 \text{ cm}^2 \therefore \phi 5/8''$$

$$As = \frac{1900}{1400} \times 0.75 = 1$$



Se tomará 1.997 Ton. por ser más desfavorable.

$$F_3 = \frac{1.997}{\cos 31.67^\circ} \quad F_3 = 2.34 \text{ Ton.}$$

$$As = \frac{2.340}{1400} \times 0.75$$

$$As = 1.25 \text{ cm}^2 \therefore \phi 5/8''$$

Resumiendo obtuvimos lo siguiente:

$$F_1 = \phi 7/8''$$

$$F_2 = \phi 5/8''$$

$$F_3 = \phi 5/8''$$

Para la determinación del diámetro de las varillas usaremos el área neta como si fueran tornillos pues serán extremos roscados, para la facilidad de montaje, puesto que es mejor apretar tuercas que andar soldando en campo.

En el caso de la nave de 35 mts. usaremos para los contraventeos únicamente varilla de 7/8" de ϕ , para uniformizar, pues no representa Kgs. de acero que pudieran encarecer nuestra estructura.

Para las naves de 50 Mts. se calcularán los contraventeos horizontales en la misma forma, pero en ese caso no uniformaremos los diámetros - - puesto que en esos edificios si aumentaría el acero, por lo que se decidió lo anterior.

CONTRAVENTEOS VERTICALES.

Los contraventeos verticales, se colocarán en el sentido perpendicular al marco, y con la misma localización de los horizontales y servirán - para distribuir las cargas de viento y/o sismo, haciendo un solo elemento-rígido los dos últimos marcos de las cabeceras de cada nave, igual que en el caso de los contraventeos horizontales.

Calcularemos con el área neta como si fueran tornillos, pues también se colocarán con tuerca.

Para marco de claro de 50 mts. tenemos lo siguiente:

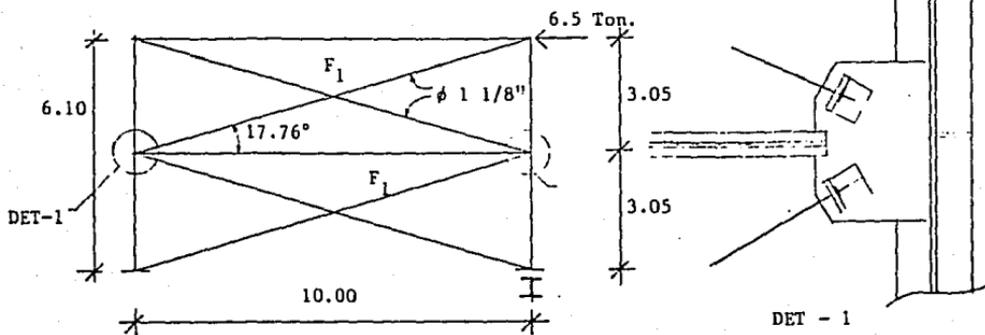


FIG. 2.08-22.

$$\cos 17.76^\circ = \frac{6.5}{F_1}$$

$$F_1 = \frac{6.5 \text{ Ton}}{\cos 17.76^\circ}$$

$$F_1 = 6.825 \text{ Ton}$$

$$A_s = \frac{6825}{1400} \times 0.75$$

$$A_s = 3.65 \text{ cm}^2 \quad \phi 1 \frac{1}{8}''$$

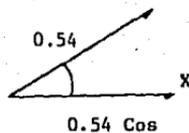
$$\Delta = \frac{PL}{FA} \quad A = \text{Area total de la varilla.}$$

$$\Delta = \frac{(6.5 \times 10^3) \sqrt{1000^2 + 305^2}}{2039000 \times 6.41}$$

$$\Delta = 0.54 \text{ cms.}$$

$$\Delta x = 0.54 \cos 17.76^\circ$$

$$\Delta x = 0.5142 \text{ cms.}$$



$$R = \frac{P}{x} = \frac{6825}{0.5142} = 13,273.04 \text{ Kg/cm,}$$

$$R = \frac{13,273.04}{2} = 6636.52 \text{ Kg/cm,}$$

Rigidez = 6636.52 Kg/cm. usaremos dos ángulos en estrella de 6" x 6" x 3/8"

de la misma forma calcularemos para el marco de 35 m. de claro.

En el edificio de almacén hacia el lado de el volado, por cuestiones de manejo de estibas, almacenamientos de producto y acceso al edificio, no se podrán poner contraventeos verticales pues obstruirían el paso, de tal forma que se propuso un marco localizado al igual que los contraventeos perpendicular a los marcos principales y que le llamaremos contramarco, pues todo ese eje queda completamente abierto libre de lámina.

En base a una matriz de rigidez $[S]_{3 \times 3}$ se deriva el coeficiente de rigidez S_{11} que corresponde al sistema de coordenadas que se muestra en la siguiente Figura 2.08-23 y queda expresado en función de los elementos, S_{ij} de la matriz $[S]$.

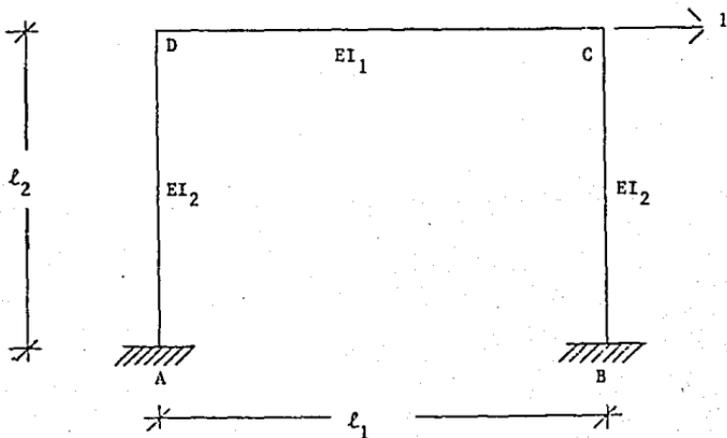
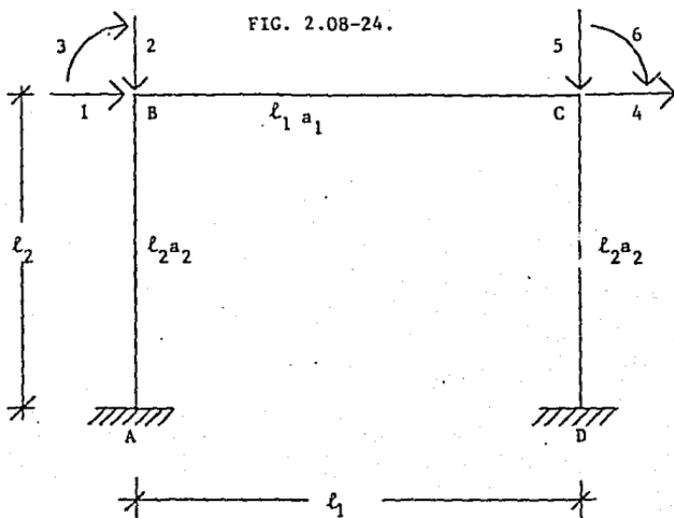


FIG. 2.08-23.

La matriz de rigidez $[S]_{3 \times 3}$ es obtenida de la figura 2.08-24.



Resultando:

$$S_{11} = \frac{4EI_2}{l_2} + \frac{4EI_1}{l_1} \quad ; \quad S_{12} = S_{21} = \frac{2EI_1}{l_1} \quad ; \quad S_{31} = S_{13} = -\frac{6EI_2}{l_2^2}$$

$$S_{22} = \frac{4EI_2}{l_2} + \frac{4EI_1}{l_1} \quad ; \quad S_{23} = S_{32} = -\frac{6EI_2}{l_2^2} \quad ; \quad S_{33} = \frac{24EI_2}{l_2^3}$$

Se usa la matriz de rigidez anterior para derivar el coeficiente de rigidez S_{11} de la figura I y queda expresado en función de los elementos S_{ij} de la matriz $[S]$:

$$S_{11} = S_{33} - \frac{S_{31}^2 S_{22} - 2S_{31} S_{32} S_{21} + S_{32}^2 S_{11}}{S_{11} S_{22} - S_{21}^2}$$

Desarrollando lo anterior con los datos de nuestro marco de altura - 7.345 m. 10.00 m. de claro, la rigidez obtenida de los contraventeos verticales de 6636.52 Kg/cm y trabajando en función de EI obtenemos:

$$S_{11} = \frac{4EI_2}{610} + \frac{4EI_1}{1000} = 0.0105 = S_{22}$$

$$S_{12} = \frac{2EI_1}{1000} = 0.2 \times 10^{-2} = S_{21}$$

$$S_{13} = -\frac{6EI_2}{610^2} = -1.61 \times 10^{-5} = S_{31} = S_{23} = S_{32}$$

$$S_{33} = \frac{24EI_2}{610^3} = 1.05 \times 10^{-7}$$

Sustituyendo los valores anteriores en el coeficiente de rigidez S_{11} y trabajando todo en función de EI es:

$$S_{11} = \frac{1.05 \times 10^{-7} - \frac{(1.61 \times 10^{-5})^2 (0.0105)^2 - 2(1.61 \times 10^{-5})^2 (0.2 \times 10^{-2}) + (1.61 \times 10^{-5})^2 (0.0105)^2}{(0.0105)^2 - (0.2 \times 10^{-2})^2}}$$

$$S_{11} = 1.05 \times 10^{-7} - 4.147 \times 10^{-8}$$

$$S_{11} = 6.353 \times 10^{-8} \text{ EI}$$

$$S_{11} = (6.353 \times 10^{-8}) 2039000 \text{ I}$$

$$S_{11} = 0.130 \text{ I}$$

Donde $S_{11} = 6636.52$ (Dato obtenido del cálculo de los contraventeos-verticales).

$$I = \frac{6636.52}{0.130}$$

$$I = 51050.15 \text{ cm}^4$$

Usando sección I proponemos:

VIGA IPC DE 24" x 8" x 77.2 Kg/m.

CALCULO DE TORNILLERIA.

Las conexiones de los miembros de la estructura serán atornillados, y los tornillos tendrán que ser designación ASTM A-325.

Se optó por conexiones atornilladas pues como se ha mencionado anteriormente es más fácil en campo atornillar que soldar, no llevarán roldanas ni de presión, ni planas, puesto que la estructura, no esta sujeta a esfuerzos dinámicos.

Calcularemos a continuación la tornillería de la conexión del nudo número 21, y que une al miembro 20 con el 21 del marco de 50 m. de claro.

Las acciones finales que actúan en el nudo son las siguientes y que fueran obtenidos en el programa:

M = 74.543 Ton (Momento)

V = 14.632 Ton (Cortante)

P = 31.716 Ton (Fuerza axial)

Dimensión de placa: Peralte 76.2 cms.

Ancho de patin 40.64 cm.

Espesor de patines 1"x2 patines = 2" = 5.08 cms.

el peralte de la placa de conexión será de

d = 76.2 - 5.08 = 71.12 cms.

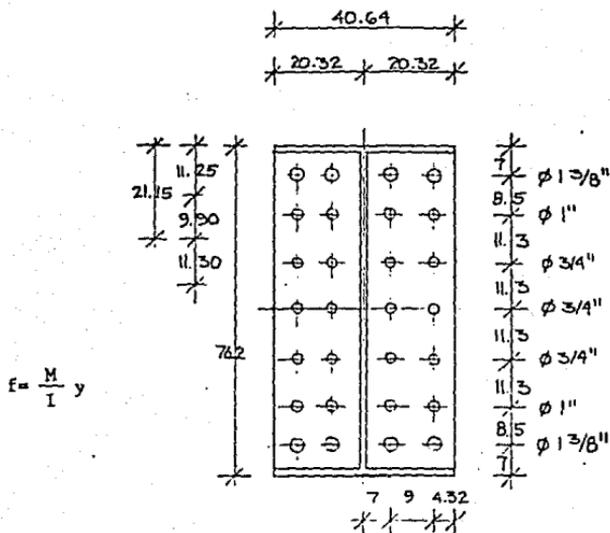
$$A = 3096.77 \text{ cm}^2$$

$$I = \frac{76.2^3 \times 40.64}{12} = 1'498,433.13 \text{ cm}^4$$

Para la primera hilada de arriba hacia abajo:

$$\frac{P}{A} = \frac{31716}{3096.77} = 10.24 \text{ Kg/cm}^2$$

FIG. 2.08-25.



$$f_1 = \frac{74.543 \times 10^5}{1'498,433} \left(\frac{76.2}{2} \right) = 189.64 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_2 = \frac{74.543 \times 10^5}{1'498,433} \left(\frac{76.2}{2} - 11.25 \right) = 133.57 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_t = \frac{189.64 + 133.16}{2} - 10.24 = 153.12 \text{ Kg/cm}^2$$

$$T = 153.12 \times 40.64 \times 11.25 = 70006.46 \text{ Kgs. (tensi6n)}$$

$$A_s = \frac{70,006.46}{2800} = 25.00 \text{ cm}^2$$

Se proponen cuatro tornillos $\frac{25.00}{4} = 6.25 \text{ cm}^2/\text{Torn.}$ por lo que serán 4 Torn. ϕ 1 3/8"

Para la segunda hilada:

$$f_1 = \frac{74.543 \times 10^5}{1'498,433} (38.10-11.25) = 133.57 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_2 = \frac{74.543 \times 10^5}{1'498,433} (38.10-21.15) = 84.32 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_t = \frac{133.57 + 84.32}{2} - 10.24 = 98.70 \text{ Kg/cm}^2$$

$$T = 98.70 \times 40.64 \times 9.90 = 39710.56 \text{ Kg.}$$

$$A_s = \frac{39710.56}{2800} = 14.18 \text{ cm}^2$$

$$\frac{14.18 \text{ cm}^2}{4 \text{ Torn.}} = 3.546 \text{ cm}^2/\text{Torn}$$

4 Torn. ϕ 1"

Para la tercer hilada:

$$f_1 = \frac{74.543 \times 10^5}{1'498,433} (38.10 - 26.80) = 56,218 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_t = 56.218 - 10.24 = 45.978 \text{ Kg/cm}^2$$

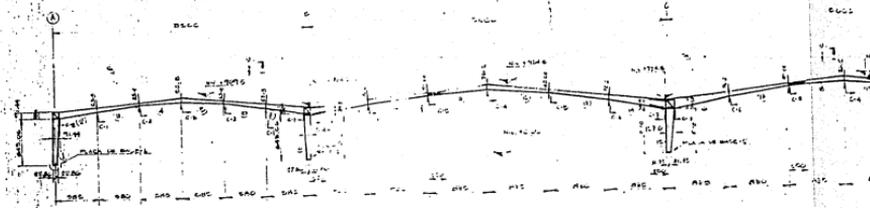
$$T = 45.978 \times 40.64 \times 11.30 = 21,114.56 \text{ Kg.}$$

$$A_s = \frac{21114.56}{2800} = 7.541 \text{ cm}^2$$

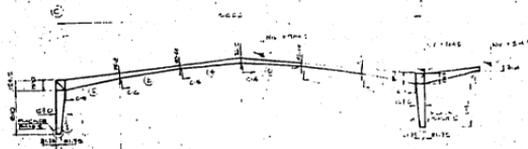
$$\frac{7.541 \text{ cm}^2}{4 \text{ Torn.}} = 1,885 \text{ cm}^2/\text{torn.}$$

4 Torn. ϕ 3/4"

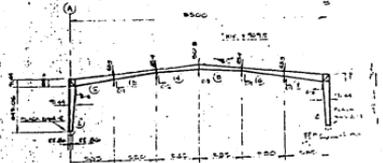
Se estudian las zonas que están en tensión y se diseña lo anterior, - pues en las zonas de compresión no se requiere de tornillos, pero se propu- so la geometría para uniformizar las conexiones y por cuestiones de monta- je. De la misma forma se calcularán los tornillos para todos los nudos de la estructura.



MARKO DE 25.00 MTS
ESCALA 1:1000



MARKO DE 30 MTS
ESCALA 1:500

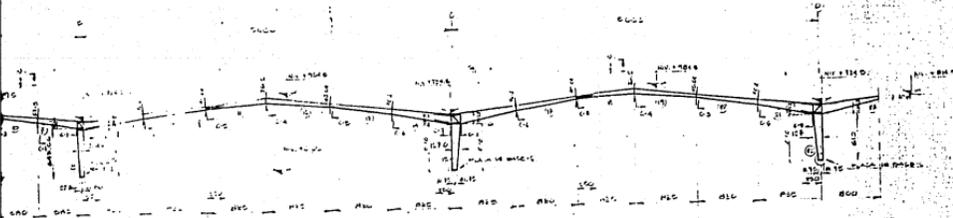


MARKO DE 25 MTS
ESCALA 1:500

ALICATA	NO.	M	D	E	OT
1	100	100	100	100	100
2	200	200	200	200	200
3	300	300	300	300	300
4	400	400	400	400	400
5	500	500	500	500	500
6	600	600	600	600	600
7	700	700	700	700	700
8	800	800	800	800	800
9	900	900	900	900	900
10	1000	1000	1000	1000	1000

ALICATA	NO.	M	D	E	OT
1	100	100	100	100	100
2	200	200	200	200	200
3	300	300	300	300	300
4	400	400	400	400	400
5	500	500	500	500	500
6	600	600	600	600	600
7	700	700	700	700	700
8	800	800	800	800	800
9	900	900	900	900	900
10	1000	1000	1000	1000	1000

ALICATA	NO.	M	D	E	OT
1	100	100	100	100	100
2	200	200	200	200	200
3	300	300	300	300	300
4	400	400	400	400	400
5	500	500	500	500	500
6	600	600	600	600	600
7	700	700	700	700	700
8	800	800	800	800	800
9	900	900	900	900	900
10	1000	1000	1000	1000	1000

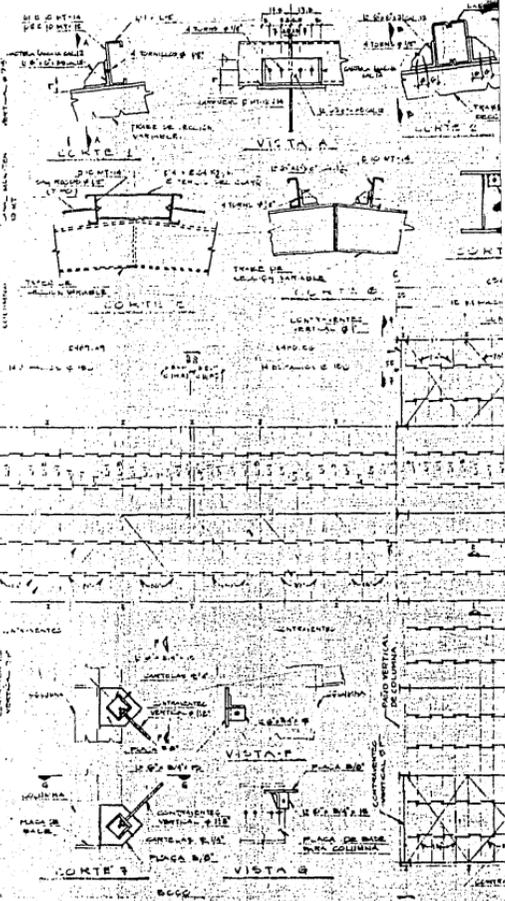
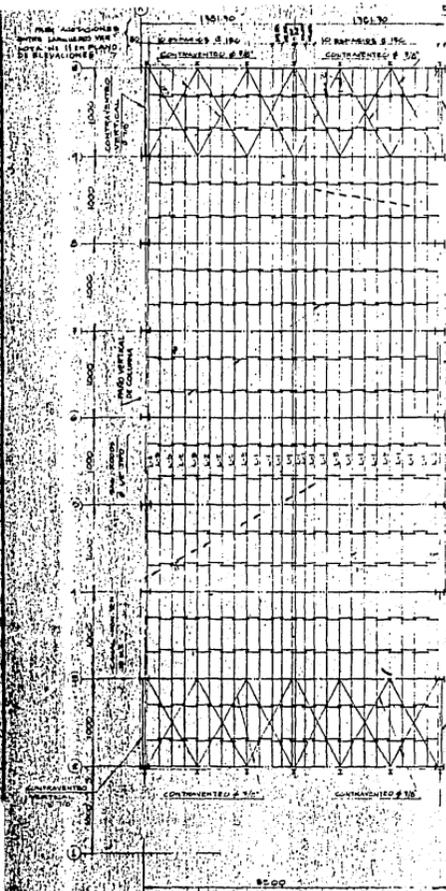


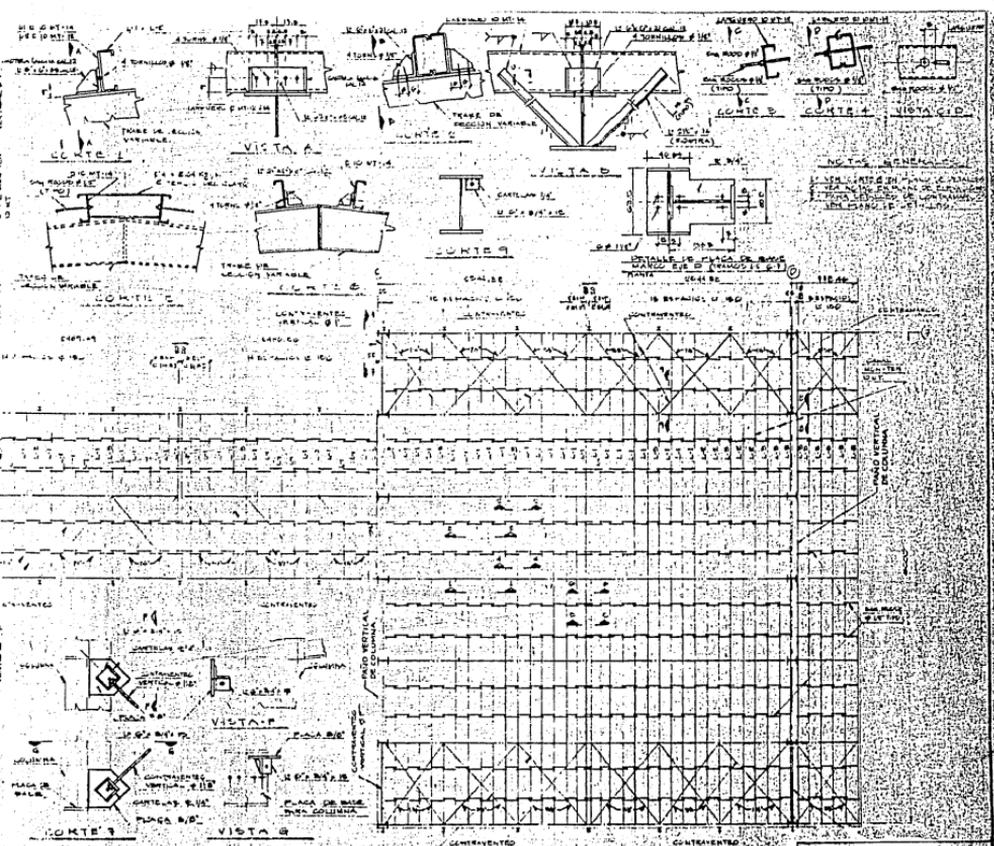
PLACA DE EF-EG-EL-MS
Escala 1:100



DE EF-EG-EL-MS
Escala 1:50

MARCO EF-EG-EL-MS					
SECCION	N.	NL	D	E	M
1	105	113	40	4	4
2	113	121	40	4	4
3	121	129	40	4	4
4	129	137	40	4	4
5	137	145	40	4	4
6	145	153	40	4	4
7	153	161	40	4	4
8	161	169	40	4	4
9	169	177	40	4	4
10	177	185	40	4	4
11	185	193	40	4	4
12	193	201	40	4	4
13	201	209	40	4	4
14	209	217	40	4	4
15	217	225	40	4	4
16	225	233	40	4	4
17	233	241	40	4	4
18	241	249	40	4	4
19	249	257	40	4	4
20	257	265	40	4	4
21	265	273	40	4	4
22	273	281	40	4	4
23	281	289	40	4	4
24	289	297	40	4	4
25	297	305	40	4	4
26	305	313	40	4	4
27	313	321	40	4	4
28	321	329	40	4	4
29	329	337	40	4	4
30	337	345	40	4	4
31	345	353	40	4	4
32	353	361	40	4	4
33	361	369	40	4	4
34	369	377	40	4	4
35	377	385	40	4	4
36	385	393	40	4	4
37	393	401	40	4	4
38	401	409	40	4	4
39	409	417	40	4	4
40	417	425	40	4	4
41	425	433	40	4	4
42	433	441	40	4	4
43	441	449	40	4	4
44	449	457	40	4	4
45	457	465	40	4	4
46	465	473	40	4	4
47	473	481	40	4	4
48	481	489	40	4	4
49	489	497	40	4	4
50	497	505	40	4	4
51	505	513	40	4	4
52	513	521	40	4	4
53	521	529	40	4	4
54	529	537	40	4	4
55	537	545	40	4	4
56	545	553	40	4	4
57	553	561	40	4	4
58	561	569	40	4	4
59	569	577	40	4	4
60	577	585	40	4	4
61	585	593	40	4	4
62	593	601	40	4	4
63	601	609	40	4	4
64	609	617	40	4	4
65	617	625	40	4	4
66	625	633	40	4	4
67	633	641	40	4	4
68	641	649	40	4	4
69	649	657	40	4	4
70	657	665	40	4	4
71	665	673	40	4	4
72	673	681	40	4	4
73	681	689	40	4	4
74	689	697	40	4	4
75	697	705	40	4	4
76	705	713	40	4	4
77	713	721	40	4	4
78	721	729	40	4	4
79	729	737	40	4	4
80	737	745	40	4	4
81	745	753	40	4	4
82	753	761	40	4	4
83	761	769	40	4	4
84	769	777	40	4	4
85	777	785	40	4	4
86	785	793	40	4	4
87	793	801	40	4	4
88	801	809	40	4	4
89	809	817	40	4	4
90	817	825	40	4	4
91	825	833	40	4	4
92	833	841	40	4	4
93	841	849	40	4	4
94	849	857	40	4	4
95	857	865	40	4	4
96	865	873	40	4	4
97	873	881	40	4	4
98	881	889	40	4	4
99	889	897	40	4	4
100	897	905	40	4	4
101	905	913	40	4	4
102	913	921	40	4	4
103	921	929	40	4	4
104	929	937	40	4	4
105	937	945	40	4	4
106	945	953	40	4	4
107	953	961	40	4	4
108	961	969	40	4	4
109	969	977	40	4	4
110	977	985	40	4	4
111	985	993	40	4	4
112	993	1001	40	4	4
113	1001	1009	40	4	4
114	1009	1017	40	4	4
115	1017	1025	40	4	4
116	1025	1033	40	4	4
117	1033	1041	40	4	4
118	1041	1049	40	4	4
119	1049	1057	40	4	4
120	1057	1065	40	4	4
121	1065	1073	40	4	4
122	1073	1081	40	4	4
123	1081	1089	40	4	4
124	1089	1097	40	4	4
125	1097	1105	40	4	4
126	1105	1113	40	4	4
127	1113	1121	40	4	4
128	1121	1129	40	4	4
129	1129	1137	40	4	4
130	1137	1145	40	4	4
131	1145	1153	40	4	4
132	1153	1161	40	4	4
133	1161	1169	40	4	4
134	1169	1177	40	4	4
135	1177	1185	40	4	4
136	1185	1193	40	4	4
137	1193	1201	40	4	4
138	1201	1209	40	4	4
139	1209	1217	40	4	4
140	1217	1225	40	4	4
141	1225	1233	40	4	4
142	1233	1241	40	4	4
143	1241	1249	40	4	4
144	1249	1257	40	4	4
145	1257	1265	40	4	4
146	1265	1273	40	4	4
147	1273	1281	40	4	4
148	1281	1289	40	4	4
149	1289	1297	40	4	4
150	1297	1305	40	4	4
151	1305	1313	40	4	4
152	1313	1321	40	4	4
153	1321	1329	40	4	4
154	1329	1337	40	4	4
155	1337	1345	40	4	4
156	1345	1353	40	4	4
157	1353	1361	40	4	4
158	1361	1369	40	4	4
159	1369	1377	40	4	4
160	1377	1385	40	4	4
161	1385	1393	40	4	4
162	1393	1401	40	4	4
163	1401	1409	40	4	4
164	1409	1417	40	4	4
165	1417	1425	40	4	4
166	1425	1433	40	4	4
167	1433	1441	40	4	4
168	1441	1449	40	4	4
169	1449	1457	40	4	4
170	1457	1465	40	4	4
171	1465	1473	40	4	4
172	1473	1481	40	4	4
173	1481	1489	40	4	4
174	1489	1497	40	4	4
175	1497	1505	40	4	4
176	1505	1513	40	4	4
177	1513	1521	40	4	4
178	1521	1529	40	4	4
179	1529	1537	40	4	4
180	1537	1545	40	4	4
181	1545	1553	40	4	4
182	1553	1561	40	4	4
183	1561	1569	40	4	4
184	1569	1577	40	4	4
185	1577	1585	40	4	4
186	1585	1593	40	4	4
187	1593	1601	40	4	4
188	1601	1609	40	4	4
189	1609	1617	40	4	4
190	1617	1625	40	4	4
191	1625	1633	40	4	4
192	1633	1641	40	4	4
193	1641	1649	40	4	4
194	1649	1657	40	4	4
195	1657	1665	40	4	4
196	1665	1673	40	4	4
197	1673	1681	40	4	4
198	1681	1689	40	4	4
199	1689	1697	40	4	4
200	1697	1705	40	4	4
201	1705	1713	40	4	4
202	1713	1721	40	4	4
203	1721	1729	40	4	4
204	1729	1737	40	4	4
205	1737	1745	40	4	4
206	1745	1753	40	4	4
207	1753	1761	40	4	4
208	1761	1769	40	4	4
209	1769	1777	40	4	4
210	1777	1785	40	4	4
211	1785	1793	40	4	4
212	1793	1801	40	4	4
213					

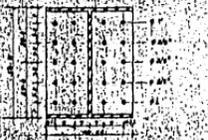




UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE BUENOS AIRES
UBA ESCUELA DE INGENIERÍA
 TESIS PROFESIONAL
 PROYECTO DE UNA PLANTA EMPOTELLADA DE BARRAS PURIFICADORAS
 ESTRUCTURA METÁLICA, MARCOS RIGIDOS, PLANTA.
 CARLOS MANUEL GARRAHO ROXALEZ RUIRO
 BUA. - AAL. - 1982. FIG. 208-81.



CONEXION C-1
(MARCO L=35m)



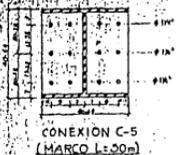
CONEXION C-2
(MARCO L=35m)



CONEXION C-3
(MARCO L=35m)



CONEXION C-4
(MARCO L=35m)



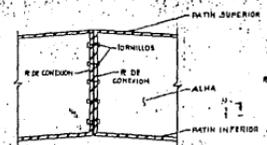
CONEXION C-5
(MARCO L=50m)



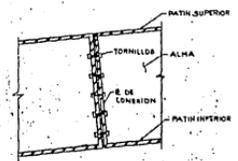
CONEXION C-6
(MARCO L=50m)



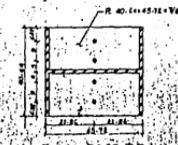
CONEXION C-7
(MARCO L=50m)



DET. TÍPICO DE CONEXION AL CENTRO DEL MARCO ELEVACION



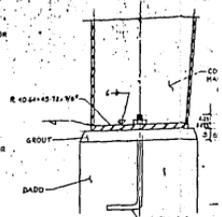
DET. TÍPICO DE CONEXION EN LAS TRABES DE MARCO ELEVACION



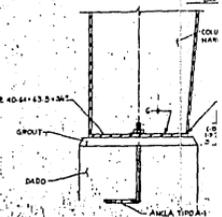
PLACA BASE RB-1
(MARCO L=35m)



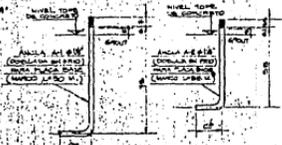
PLACA BASE RB-2
(MARCO L=50m)



PLACA BASE RB-1
(MARCO L=35m)

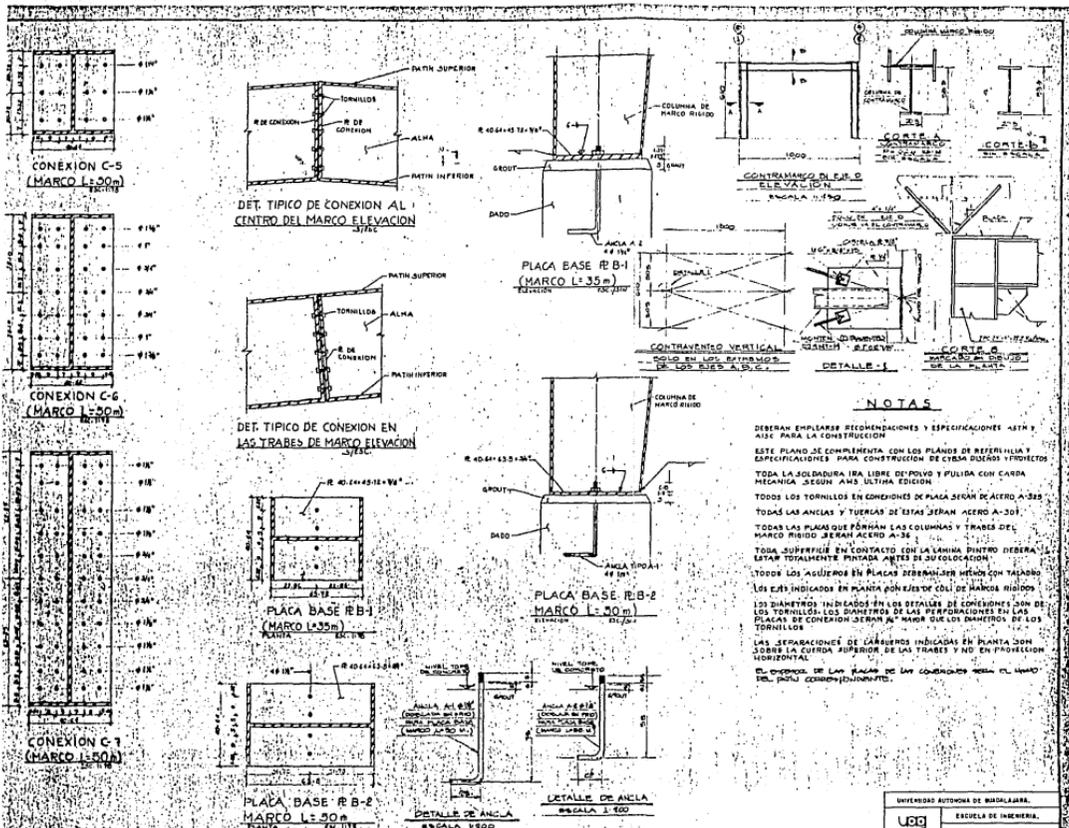


PLACA BASE RB-2
(MARCO L=50m)



DETALLE DE ANCLA
ESCALA 1:500

DETALLE DE ANCLA
ESCALA 1:500



NOTAS

DEBERAN EMPLEARSE RECOMENDACIONES Y ESPECIFICACIONES ASTM Y AISC PARA LA CONSTRUCCION

ESTE PLANO DE COMPLEMENTA CON LOS PLANOS DE REFERENCIA Y ESPECIFICACIONES PARA CONSTRUCCION DE CUBROS PUERTOS Y PROYECTOS

TODA LA SOLDADURA IRA LIBRE DE POLVO Y PULIDA CON CARRA MECANICA SEGUN ANS ULTIMA EDICION

TODOS LOS TORNILLOS EN CONEXIONES DE PLACA SERAN DE ACERO A-308

TODAS LAS ANCLAS Y TUERCAS DE ESTAS SERAN ACERO A-301

TODAS LAS PLACAS QUE PONGAN LAS COLUMNAS Y TRABES DEL MARCO FIJADO SERAN ACERO A-36

TODA SUPERFICIE EN CONTACTO CON LA LAMINA PINTOR DEBERA ESTAR TOTALMENTE PINTADA ANTES DE SU COLOCACION

TODOS LOS ASIJEROS EN PLACAS DEBERAN SER INTENOS CON TALADRO

LOS DIAMETROS INDICADOS EN PLANTA SON DE LOS COLS DE MARCO FIJADO

LOS DIAMETROS INDICADOS EN LAS ELEVACIONES DE CONEXIONES DE LOS TORNILLOS SON LOS DIAMETROS DE LAS PERFORACIONES EN LAS PLACAS DE CONEXION SERAN 1/8" MAYOR QUE LOS DIAMETROS DE LOS TORNILLOS

LAS SEPARACIONES DE CARRISEROS INDICADAS EN PLANTA SON 3/8" EN LA CUERDA SUPERIOR DE LAS TRABES Y 1/2" EN PROYECCION HORIZONTAL

EL CONECTOR DE LAS PLACAS DE LAS CUERDAS SERAN EL TIPO DEL PATIN COMPLETAMENTE

UNIVERSIDAD AUTONOMA DE BUENOS AIRES	ESCUELA DE INGENIERIA
UBA	TESIS PROFESIONAL
PROYECTO DE UN PUNTO DE ENTREGA DE BOMBAS PUMP-KARS	
ESTRUCTURA METALICA, MARCOS FIJADOS,	
DETALLES	
CARLOS MANUEL GIMENEZ BONFANTE HUNDO	
BURS. JUL. 1987.	FIG. 8.0088

DISEÑO DE CIMENTACIONES PARA MARCO RIGIDO.

Para las cimentaciones de la estructura de marco rígido contínuo, diseñado y calculado anteriormente se propusieron zapatas aisladas de concreto reforzado.

La cimentación a base de zapatas aisladas será calculada con los criterios siguientes:

Tendrá cada zapata la capacidad de soportar los esfuerzos que le transmite la estructura de acero (marco rígido) de acuerdo a las reacciones que aparecen en la memoria de cálculo de dicha estructura. (Figs. 2.08-27 a,b,c.)

En la memoria anterior encontramos que su base esta considerada como apoyo articulado y que por lo tanto solo transmite los esfuerzos siguientes:

- a) Carga axial ó vertical (P)
- b) Reacción horizontal en al base del marco. (V)

Por lo anterior no tenemos transmisión directa de esfuerzo flexionante en el sentido del eje del marco rígido, dada la condición de articulación en la base de la columna, por lo tanto los dados y las zapatas fueron diseñadas para soportar la combinación de esfuerzos axial y el momento producidos por la fuerza horizontal en la base del marco, tomando como brazo de palanca la altura total del dado.

Así mismo las zapatas se dimensionarán de tal forma que no transmitan al terreno un esfuerzo unitario mayor que la capacidad misma del terreno que se menciona en el estudio de mecánica de suelos del punto 2.06 que se efectuó en el predio donde se construirá la planta.

De acuerdo al estudio de mecánica de suelos tomaremos la capacidad -

de carga proporcionada y que fué de 2.0 Kg/cm^2 .

Para la profundidad de desplante tomaremos 1.50 Mts. para el cálculo. El concreto será $f'c=200 \text{ Kg/cm}^2$ y el acero de alta resistencia $F_y=4200 \text{ --- Kg/cm}^2$.

Para la determinación de cargas que actúan en la base del marco mismas que se transmiten a la cimentación tomaremos la combinación de carga - No. 7, la cual corresponde a carga viva + carga muerta (CV + CM); y la combinación No. 9 que es viento normal al 1° marco (CM+V) 0.75; que son las - cargas más críticas que afectarán a nuestra cimentación.

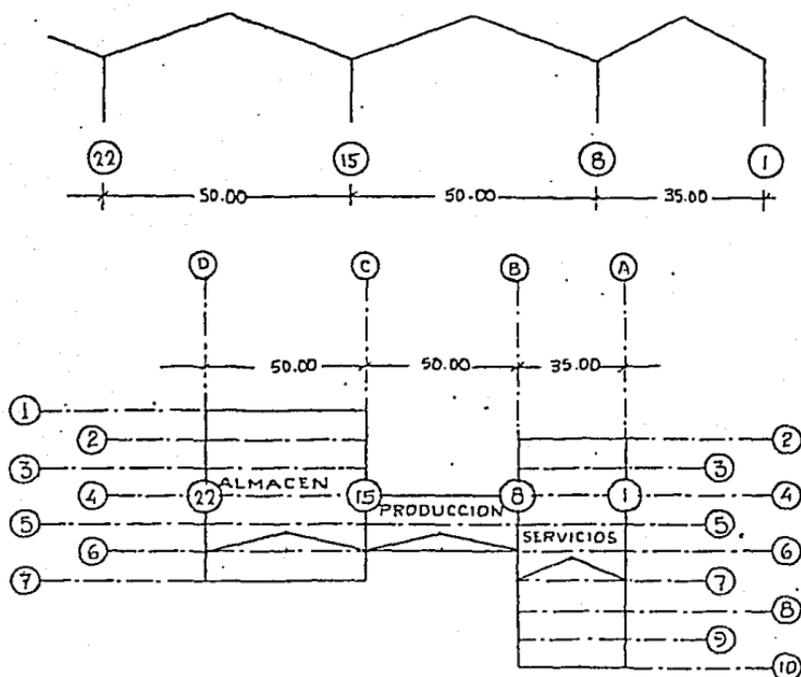


FIG. 2.08-29.

Analizando los croquis anteriores encontraremos 2 apoyos que tienen cargas producidas por continuidad en el marco, siendo ellos los números 8 y 15 en los ejes B y C respectivamente.

Las cargas obtenidas de la memoria de cálculo son las siguientes:

Las cargas más críticas que aparecen en los resultados del programa de los marcos rígidos, fueron las combinaciones 7, 8 y 9.

- Combinación de carga No. 7 (Carga Viva + Carga Muerta).
- Combinación de carga No. 8 (Carga Muerta+Carga Viva reducida+Sismo)0.75
- Combinación de carga No. 9 (Carga Muerta+Viento)0.75, normal al 1° marco

A continuación se ilustran en las Figuras 2.08-30 a, b, c, las cargas de combinaciones anteriores que afectan nuestra cimentación, cargas dadas en toneladas.

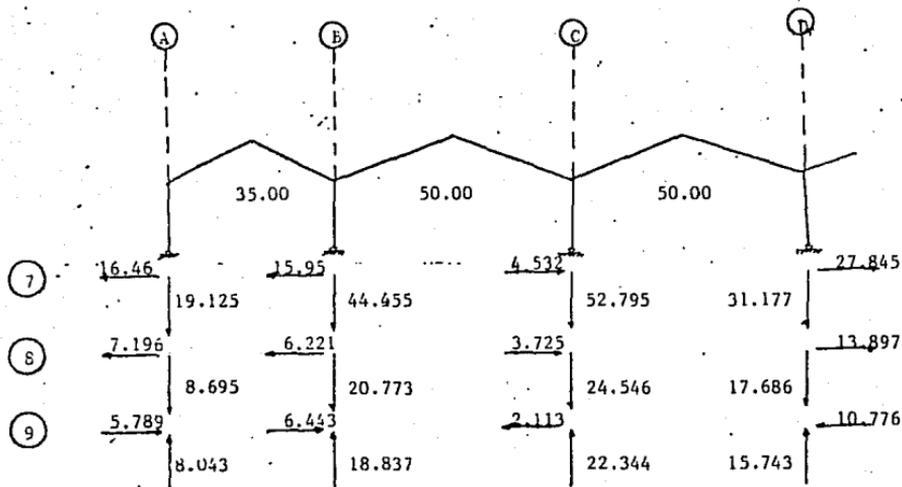


FIG. 2.08-30 a.

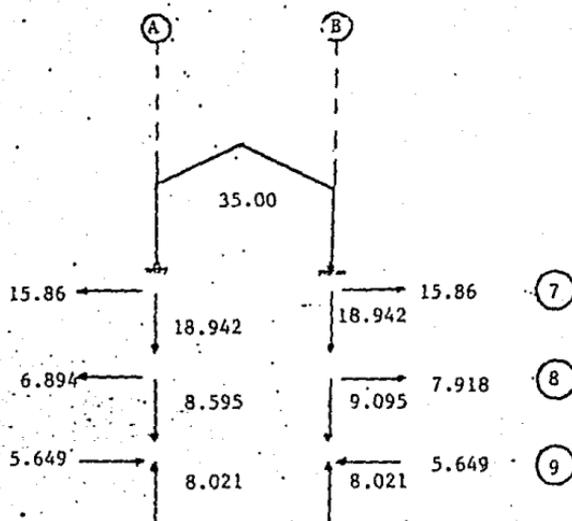


FIG. 2.08-30b.

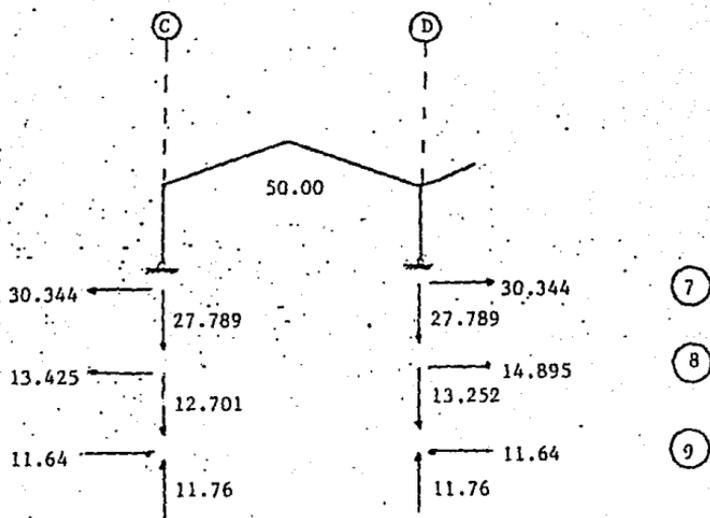


FIG. 2.08-30 c.

Analizando lo anterior para el cálculo de dados usaremos la combinación de carga No. 7 y para las zapatas las No. 7 y No. 9.

Reacciones obtenidas de combinación de cargas No. 7, Carga Viva + -- Carga Muerta (CV + CM).

EJE A:

$$P = 18,942 \text{ Kgs.}$$

$$V = 15,860 \text{ Kgs. (aplicando 1.5 como profundidad de desplante);}$$

$$M = 23,790 \text{ Kgs. m}$$

EJE B: (Discontinuo)

$$P = 18,942 \text{ Kgs.}$$

$$V = 15,860 \text{ Kgs. (aplicando 1.5 como profundidad de desplante).}$$

$$M = 23,790 \text{ Kgs. m}$$

EJE B: (Continuo)

$$P = 45,000 \text{ Kgs.}$$

$$V = 15,950 \text{ Kgs. (aplicando 1.5 como profundidad de desplante).}$$

$$M = 23,925 \text{ Kgs. m}$$

EJE C: (Discontinuo)

$$P = 27,789 \text{ Kgs.}$$

$$V = 30,334 \text{ Kgs. (aplicando 1.5 como profundidad de desplante).}$$

$$M = 45,501 \text{ Kgs.m}$$

EJE C: (Continuo)

$$P = 52,797 \text{ Kgs.}$$

$$V = 4,532 \text{ Kgs. (aplicando 1.5 como profundidad de desplante).}$$

$$M = 6,798 \text{ Kgs. m}$$

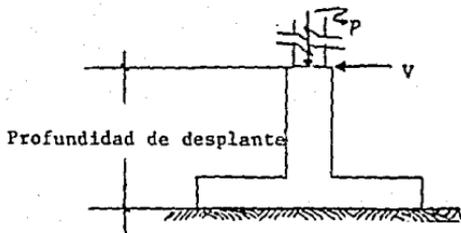
EJE D:

$$P = 27,789 \text{ Kgs.}$$

$$V = 30,334 \text{ Kgs. (aplicando 1.5 como profundidad de desplante).}$$

$$M = 45,501 \text{ Kgs. m}$$

FIG. 2.08-31.



Reacciones obtenidas de combinación de cargas No. 9, (Carga Muerta + Viento) 0.75, normal al 1° marco.

EJE A:

$$P = -8,021 \text{ Kgs.}$$

$$V = 5,649 \text{ Kgs. (aplicando 1.5 como profundidad de desplante).}$$

$$M = 8,473 \text{ Kgs. m}$$

EJE B: (Discontinuo)

$$P = -8,021 \text{ Kgs.}$$

$$V = 5,649 \text{ Kgs. (aplicando 1.5 como profundidad de desplante).}$$

$$M = 8,473 \text{ Kgs. m}$$

EJE B: (Continuo)

$$P = -18,837 \text{ Kgs.}$$

$$V = 6,443 \text{ Kgs. (aplicando 1.5 como profundidad de desplante).}$$

$$M = 9,665 \text{ Kgs. m}$$

EJE C: (Discontinuo)

$$P = -11,760 \text{ Kgs.}$$

$$V = 11,640 \text{ Kgs. (aplicando 1.5 como profundidad de desplante).}$$

$$M = 17,460 \text{ Kgs. m}$$

EJE C: (Continuo)

$$P = -22,344 \text{ Kgs.}$$

$V = 2,113$ Kgs. (aplicando 1.5 como profundidad de desplante),

$M = 3,170$ Kgs. m

EJE D:

$P = 15,743$ Kgs.

$V = 10,776$ Kgs. (aplicando 1.5 como profundidad de desplante),

$M = 16,164$ Kgs. m

A) CALCULO DE DATOS PARA MARCO RIGIDO.

Se tomará la combinación de carga No. 7 (CV + CM) por ser la más crítica para el cálculo de los datos.

1) CALCULANDO EJE A Y EJE B (DISCONTINUO).

Las secciones de las placas base de apoyo del marco de 35,00 m. corresponden a la placa B-1 calculada anteriormente siendo de 45.78x40.65 cm. (18"x16"), por lo que proponemos una sección de 55x50 para el dado.

$P = 18,942$ Kgs.

$M = 23,790$ Kgs. m

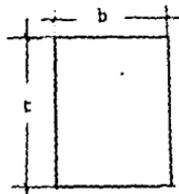
Sección del dado 55x50 (cms) (t)(b)

$$K = \frac{Pu}{(f'c)(b)(t)}$$

$$K^e/t = \frac{Pu}{(f'c)(b)(t)} \times \frac{e}{t} = \frac{Mu}{f'c(b)(t^2)}$$

$$K = \frac{18,942 \times 1.6}{200 \times 50 \times 55} = 0.055$$

$$K^e/t = \frac{23,790 \times 1.6 \times 100}{200 \times 50 \times 55^2} = 0.126$$



$$g = \frac{b}{t}$$

para uso de nomogramas.

Después de encontrar K y K^e/t , los valores de ellos los aplicamos -

a los nomogramas del ACI para encontrar el porcentaje de acero y de esta manera el área de acero para nuestros dados.

$$P_S = 1.5\% \quad A_S = 55 \times 50 \times 0.015$$

$$A_S = 41.25 \text{ cm}^2$$

2) EJE B (CONTINUO)

$$P = 45,000 \text{ Kgs.}$$

$$M = 23,925 \text{ Kgs. m}$$

Sección del dado 55 x 50 (cms)

$$K = \frac{45,000 \times 1.60}{200 \times 50 \times 51} = 0.131$$

$$K \text{ e/t} = \frac{23,925 \times 1.60 \times 100}{200 \times 50 \times 55^2} = 0.127$$

$$P_S = 1.2\%$$

$$A_S = 55 \times 50 \times 0.012$$

$$A_S = 33.00 \text{ cm}^2$$

3) EJE C (DISCONTINUO) Y EJE D.

Las secciones de las placas base de apoyo del marco de 50.00 mts. co rresponden a la placa B-2 calculada anteriormente siendo de 63.5 cm. x 40.64 cm. (25" x 16"), por lo que proponemos una sección de 75x50 para el dado,

$$P = 27,789 \text{ Kgs.}$$

$$M = 45,501 \text{ Kgs. m}$$

Sección del dado 75x50 (cms)

$$K = \frac{27,789 \times 1.60}{200 \times 50 \times 75} = 0.060$$

$$K e/t = \frac{45,501 \times 1.60 \times 100}{200 \times 50 \times 75^2} = 0.129$$

$$P_S = 1.6 \%$$

$$A_S = 50 \times 75 \times 0.016$$

$$A_S = 60.00 \text{ cm}^2$$

4) EJE C (CONTINUO)

$$N = 52,797 \text{ Kgs.}$$

$$M = 6,798 \text{ Kgs. m}$$

Sección del dado 75 x 50 (cms)

$$K = \frac{52,797 \times 1.60}{200 \times 50 \times 75} = 0.113$$

$$K e/t = \frac{6,798 \times 1.60 \times 100}{200 \times 50 \times 75^2} = 0.019$$

$$P_S = \text{mín.}$$

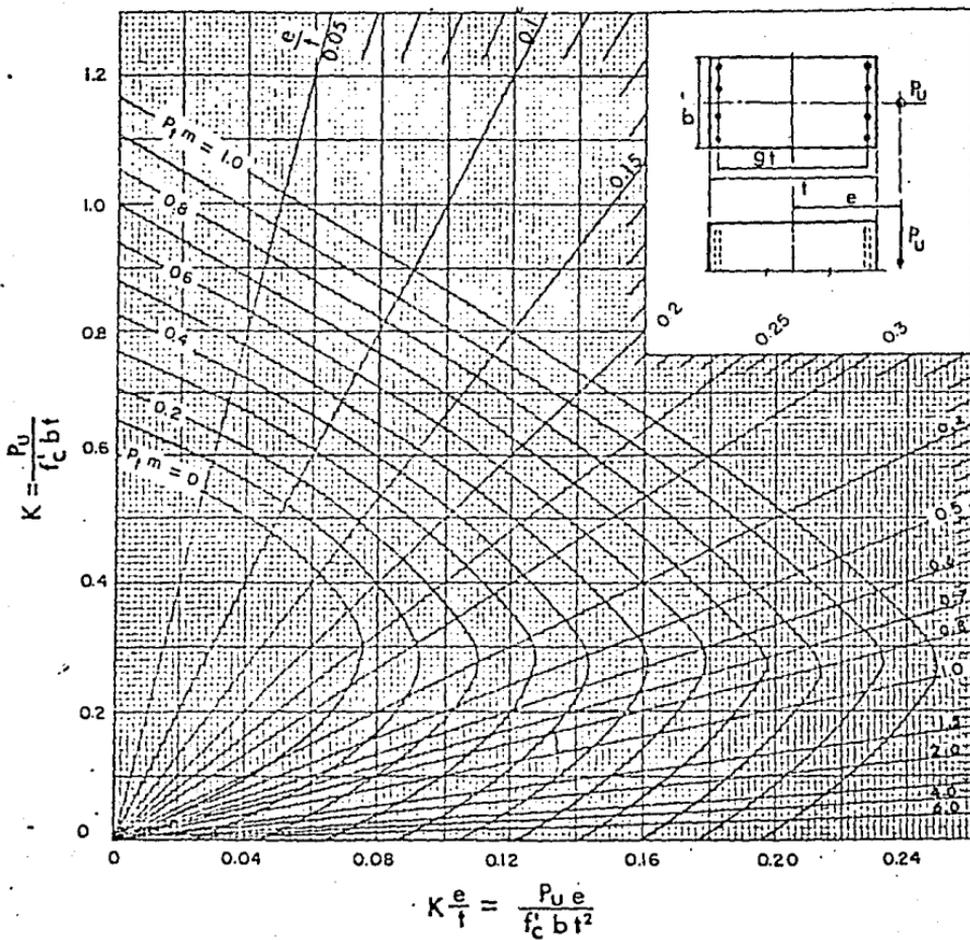
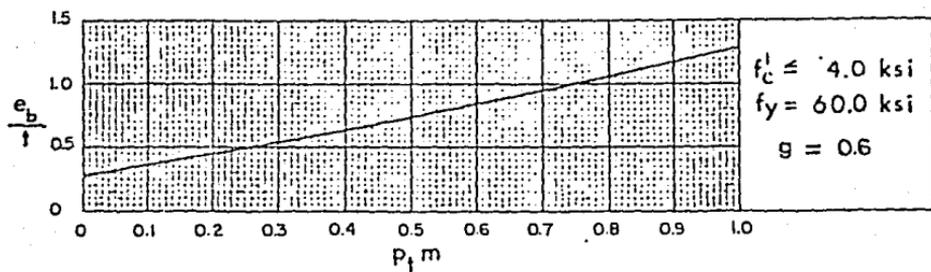
$$A_S = 26.00 \text{ cm}^2$$

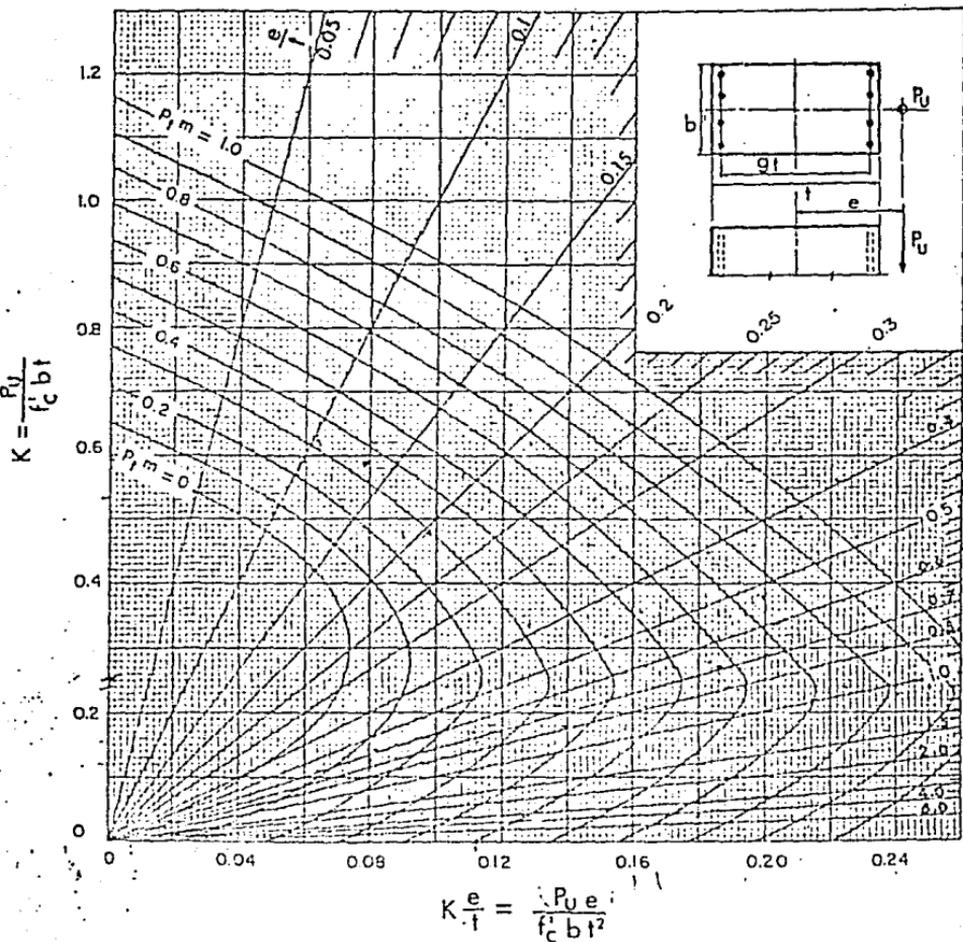
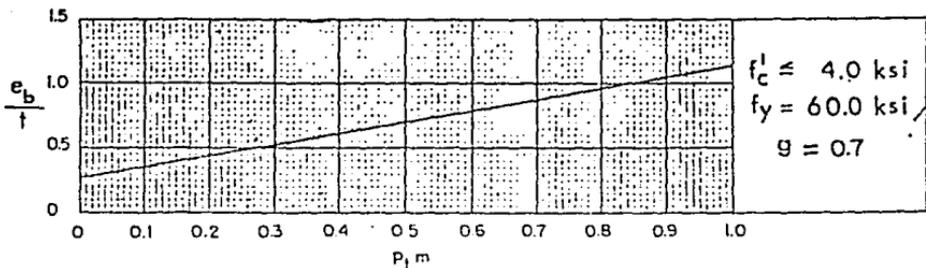
Los estribos para los dados se diseñaron por normas y especificaciones según reglamento ACI (Instituto Americano del Concreto) para las construcciones, referido al capítulo Detalles de Refuerzo, Refuerzo Lateral, Anillos, donde:

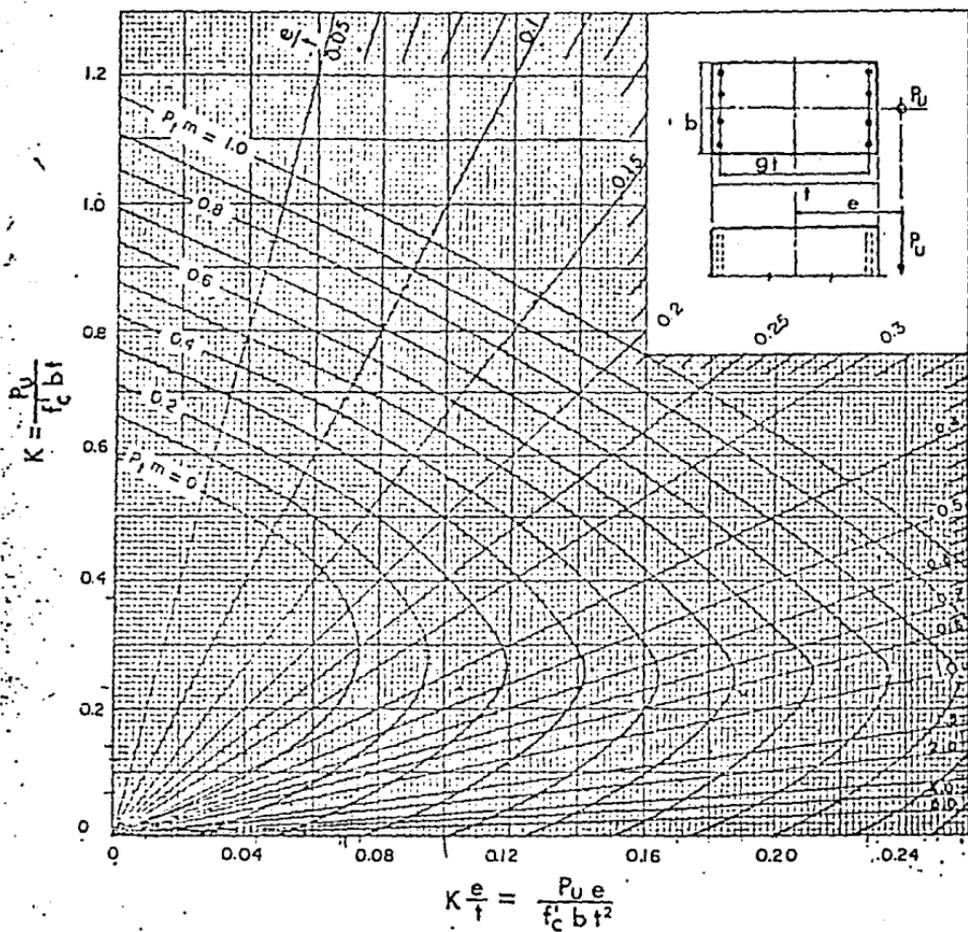
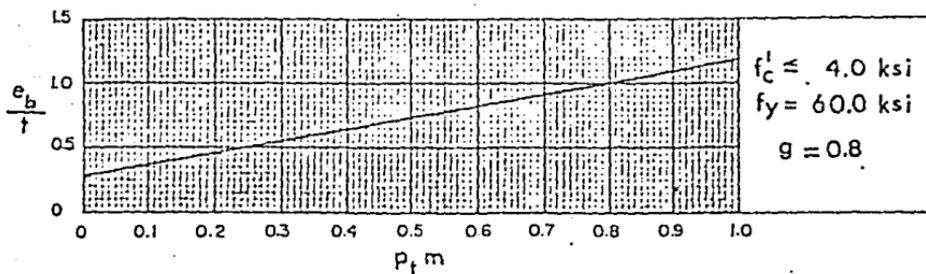
Todas las varillas en columnas, quedarán rodeadas por estribos o anillos laterales formados con varillas cuando menos del No. 2, espaciados a no más de 16 diámetros de la varilla longitudinal, 48 diámetros de la varilla empleada en el anillo o estribo, a la menor dimensión de la columna, los estribos se arreglarán de tal manera que cada varilla longitudinal alternada, y las varillas situadas en las esquinas de la columna, tengan un-

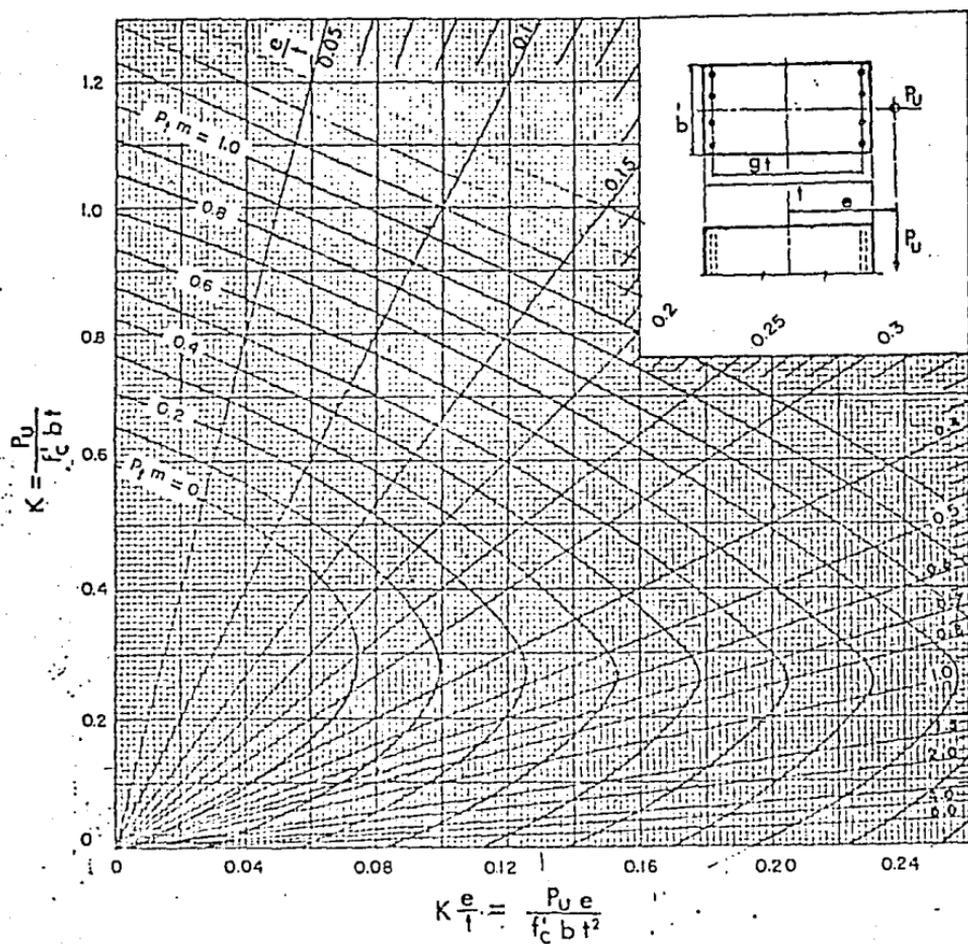
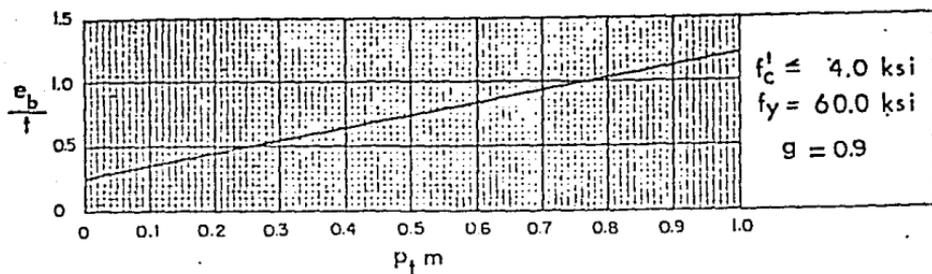
soporte lateral proporcionado por el doblado de un anillo con un ángulo interno no mayor de 135° , ninguna varilla distará más de 15 cms. de otra que este apoyada lateralmente en la forma descrita.

Los diámetros y espacimientos resultados para el acero de refuerzo lateral de los dados se marcan en las Figs. 2.08-32 y 2.08-33.





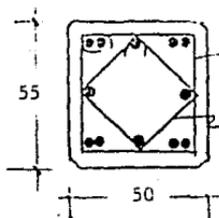




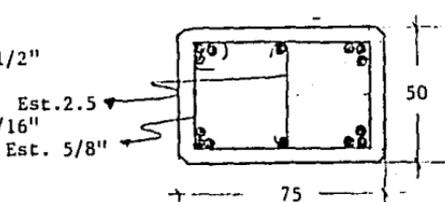
ARMADOS DE DADOS SEGUN AREAS DE ACERO OBTENIDAS EN LOS CALCULOS:

DADO D-1

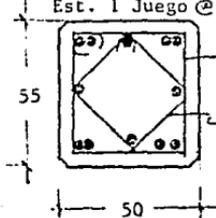
- 1) Dado ejes A y B (discontinuo)
armado 8 ϕ 8 + 4 ϕ 4
Est. 1 Juego @ 25 cms.

DADO D-3

- 3) Dado ejes C (Discontinuo) y D.
armado 12 ϕ 8 + 2 ϕ 5
Est. 1 Juego @ 25 cms.

DADO D-2

- 2) Dado eje B (continuo).
armado 4 ϕ 8 + 4 ϕ 6 + 4 ϕ 5
Est. 1 Juego @ 25 cms.

DADO D-4

- 4) Dado eje C (Continuo)
armado 8 ϕ 6 + 2 ϕ 5
Est. 1 Juego @ 25.

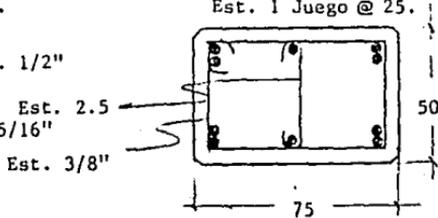
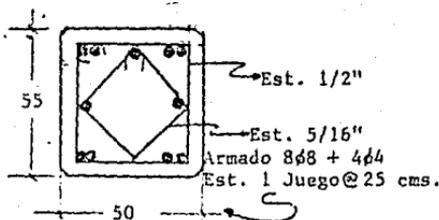


FIG. 2.08-32

Obteniendo lo anterior encontraremos cuatro tipos de dados distintos de tal forma que uniformizaremos todos los dados para los ejes A y B, como para los ejes C y D puesto que el peso del acero haciendo esto es mínimo, garantizando cualquier posible ampliación a futuro, en el hecho de que hagan más marcos continuos, y para una mejor supervisión y facilidad de trabajo en obra.

DADO D-1

EJES A y B



DADO D-2

EJES C y D.

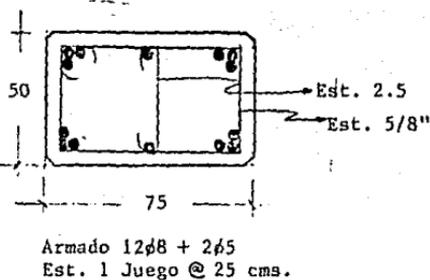


FIG. 2.08-33.

B) CALCULO DE ZAPATAS AISLADAS PARA MARCOS RIGIDOS.

Los marcos rígidos diseñados y calculados con anterioridad nos muestran una separación entre cada uno de ellos de 10 mts; además de los esfuerzos producidos en los apoyos de los mismos; por lo que se analizó y se propuso, que fueran zapatas aisladas de concreto reforzado y concéntricas, aparte de ser las cimentaciones características y recomendadas para este tipo de estructura, por los efectos ocasionados por las cargas transmitidas a la cimentación.

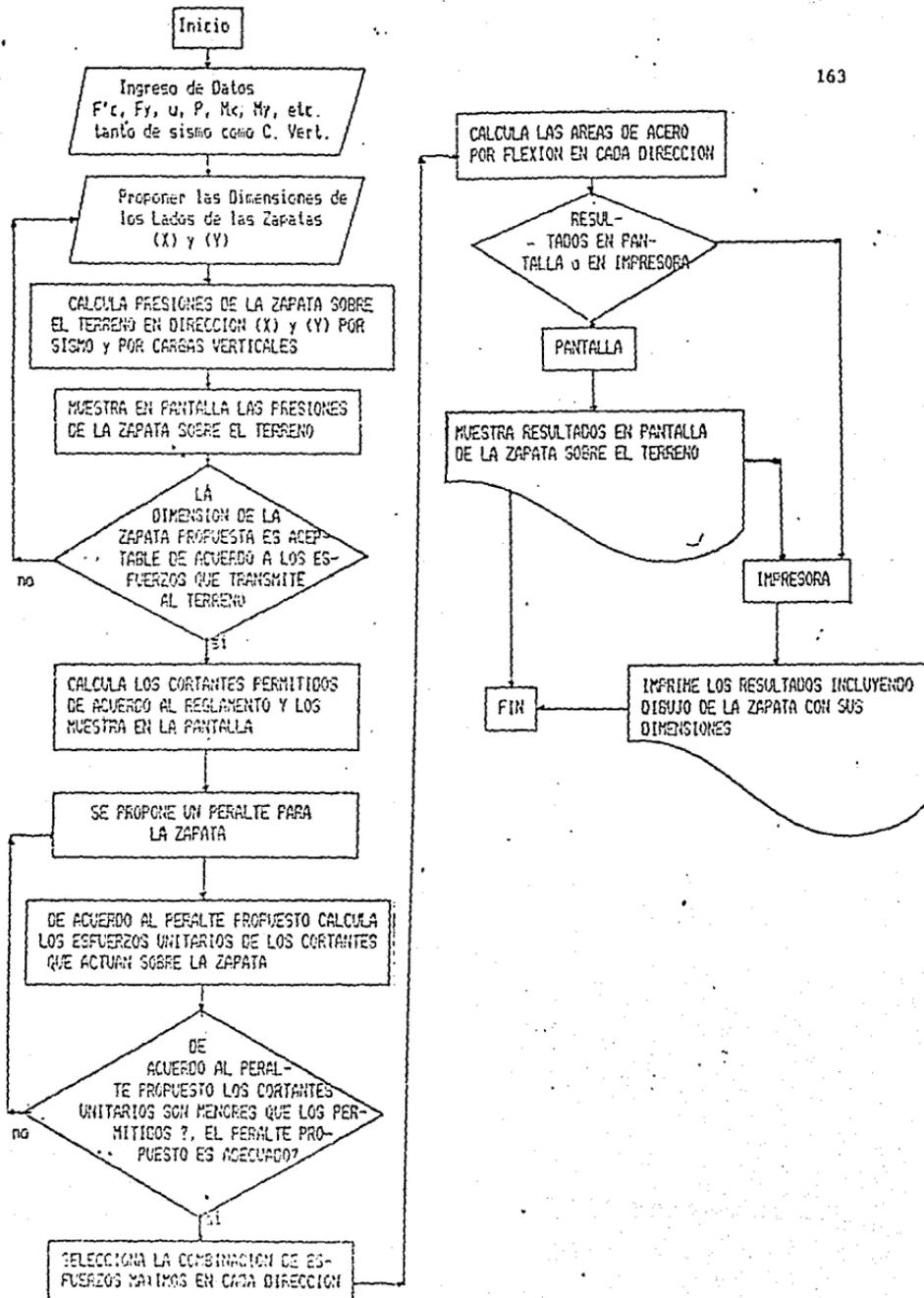
De la memoria de cálculo tomaremos las combinaciones de carga más críticas, apuntadas con anticipación en este tema, siendo ellas las combinaciones de carga No. 7 y No. 9 las cuales corresponden a (CV+CM) y (CM+Viento) 0.75, normal al 1° marco, respectivamente.

Además de los datos obligados, como profundidad de desplante sobre el terreno de 1.5 mts., concreto $f'c=200 \text{ Kg/cm}^2$, acero de refuerzo alta resistencia $F_y = 4200 \text{ Kgs/cm}^2$ y una capacidad de carga en el terreno de 2.0 Kgs/cm^2 .

Los cálculos de las zapatas fueron hechos por medio de un programa computarizado, el cual nos proporciona los datos requeridos para el diseño de nuestra zapata, así como los esfuerzos que actúan en ella.

El diagrama de flujo de este programa (Fig. 2.08-34), nos muestra el desarrollo para el cálculo de zapatas aisladas y las alternativas con las que cuenta, además de tener en sus consideraciones los criterios del ACI (Instituto Americano del Concreto).

De acuerdo a lo anterior se procede a alimentar la computadora con los datos requeridos del programa y se lleva a cabo el corrimiento del mismo, dándonos hojas de resultado impreso anexas al diagrama de flujo de la Fig. 2.08-31.



PROYECTO PLANTELÓN ZAPATA EJE A y EJE B (DISCONTINUO)

C. VERTICALES= 18942
 MOMENTO (X) C. VERT. = 23790
 MOMENTO (Y) C. VERT. = 0
 LADO (X) = 240

FOR CARGAS VERTICALES
 FT1X = -4392.63869
 FT1Y = 4384.72222

FOR SISMO
 FT1X = -4392.63869
 FT1Y = 4384.72222

FOR CARGAS VERTICALES

CORTANTE POR PENETRACION = 2.4938554

CORTANTE ULTIMO X = 5.96037345
 CORTANTE ULTIMO Y = 1.02458418

S I S M O

CORTANTE ULTIMO X = 4.67216675

CORTANTE ULTIMO Y = 0.63945639

MOMENTO ULTIMO EN X = 10003.7386

MOMENTO ULTIMO EN Y = 1157.84071
 AREA DE ACERO EN DIRECCION X = 9.51115013
 1.33 X AS (X) = 12.6458257
 AREA DE ACERO EN DIRECCION Y = 1.0610266
 1.33 X AS (Y) = 1.41116537
 AREA DE ACERO MINIMA POR TEMPERATURA = 6.6

P. SISMO= 18942
 MOMENTO (X) SISMO= 0
 MOMENTO (Y) SISMO= 0
 LADO (Y) = 180

FT2X = 18152.0833
 FT2Y = 4384.72222

FT2X = 18152.0833
 FT2Y = 4384.72222

PERMITIDO = 14.1421356

PERMITIDO = 7.49533188
 PERMITIDO = 7.49533188

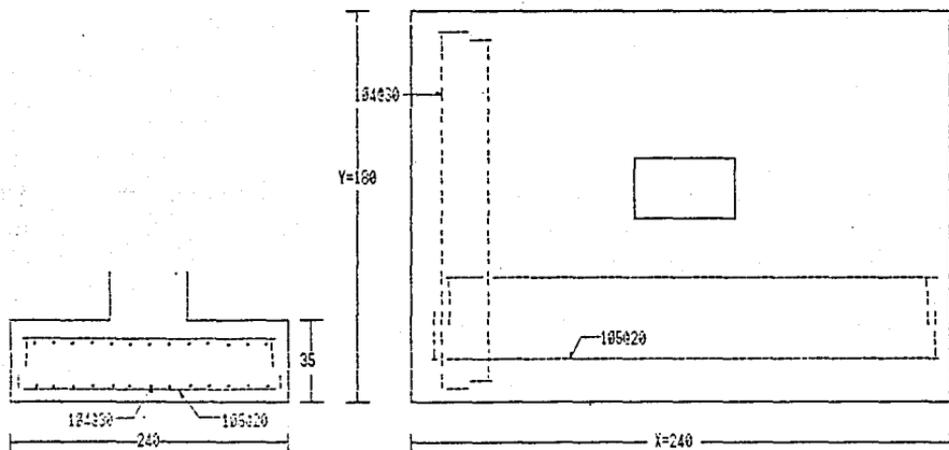
PERMITIDO = 7.49533188

PERMITIDO = 7.49533188

164

RESULTADO PARA COMBINACION DE CARGAS
No. 7, (CV+CM).

ZAPATA Z-1



HOJA DE RESULTADO.

PROYECTO TLAJOMILCO ZAPATA EJE B (CONTINUO)

C. VERTICALES= 45000
 MOMENTO (X) C. VERT.= 23925
 MOMENTO (Y) C. VERT.= 0
 LADO (X) = 279

P. SISMOS= 45000
 MOMENTO (X) SISMO= 0
 MOMENTO (Y) SISMO= 0
 LADO (Y) = 200

165

FOR CARGAS VERTICALES
 FT1X = -1512.34556
 FT1Y = 8333.33333

FT2X = 18179.0123
 FT2Y = 8333.33333

FOR SISMOS
 FT1X = -1512.34556
 FT1Y = 8333.33333

FT2X = 18179.0123
 FT2Y = 8333.33333

POR CARGAS VERTICALES

CORTANTE POR PENETRACION = 4.84654079

PERMITIDO = 14.1421356

CORTANTE ULTIMO X = 6.30677802
 CORTANTE ULTIMO Y = 1.89158016

PERMITIDO = 7.49533188
 PERMITIDO = 7.49533188

S I S M O

CORTANTE ULTIMO X = 4.927170336

PERMITIDO = 7.49533188

CORTANTE ULTIMO Y = 1.477797

PERMITIDO = 7.49533188

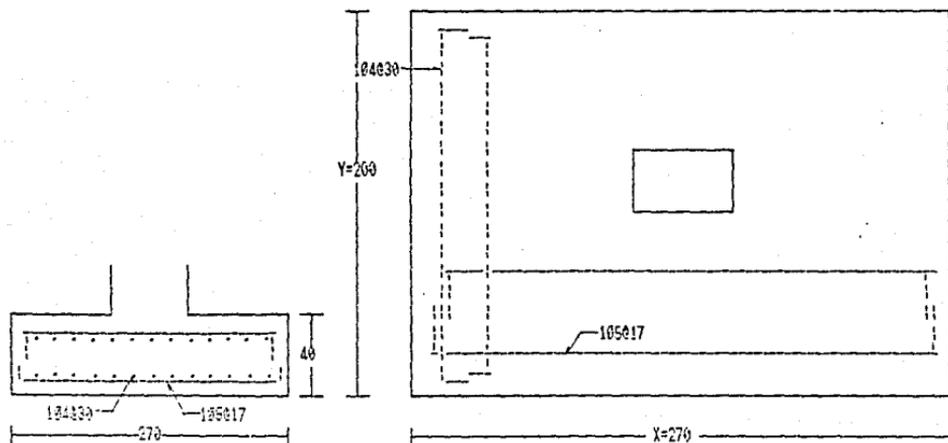
MOMENTO ULTIMO EN X = 14330.4463

MOMENTO ULTIMO EN Y = 2929.6675
 AREA DE ACERO EN DIRECCION X = 11.6398791
 1.33 X AS (X) = 15.5528592
 AREA DE ACERO EN DIRECCION Y = 2.29675654
 1.33 X AS (Y) = 3.0573462
 AREA DE ACERO MINIMA POR TEMPERATURA = 7.8

RESULTADO PARA COMBINACION DE CARGAS

No. 7, (CV+CM).

ZAPATA Z-2



HOJA DE RESULTADO.

PROYECTO PLANTELERO ZAPATA EJE D Y EJE C (DISCONTINUO)

C. VERTICALES= 27765
 MOMENTO (X) C. VERT. = 45501
 MOMENTO (Y) C. VERT. = 0
 LAGO (X) = 330

FOR CARGAS VERTICALES
 FT1X = -5149.17353
 FT1Y = 4578.28283

FOR SISMOS
 FT1X = -9249.17353
 FT1Y = 4578.28283

FOR CARGAS VERTICALES

CORTANTE FOR PENETRACION = 2.14007221

CORTANTE ULTIMO X = 6.35135747
 CORTANTE ULTIMO Y = 0.58707863

S I S M O

CORTANTE ULTIMO X = 4.36345021

CORTANTE ULTIMO Y = 0.458655179

MOMENTO ULTIMO EN X = 19531.3825

MOMENTO ULTIMO EN Y = 1035.35246
 AREA DE ACERO EN DIRECCION X = 13.8565976
 1.35 X AS (X) = 18.4238063
 AREA DE ACERO EN DIRECCION Y = 0.840222048
 1.35 X AS (Y) = 1.11743532
 AREA DE ACERO MINIMA POR TEMPERATURA = 8.8

P. SISMOS= 27765
 MOMENTO (X) SISMO= 0
 MOMENTO (Y) SISMO= 0
 LAGO (Y) = 180

FT2X = 18695.7332
 FT2Y = 4578.28283

FT2X = 18695.7332
 FT2Y = 4578.28283

PERMITIDO = 14.1421356

PERMITIDO = 7.49533188
 PERMITIDO = 7.49533188

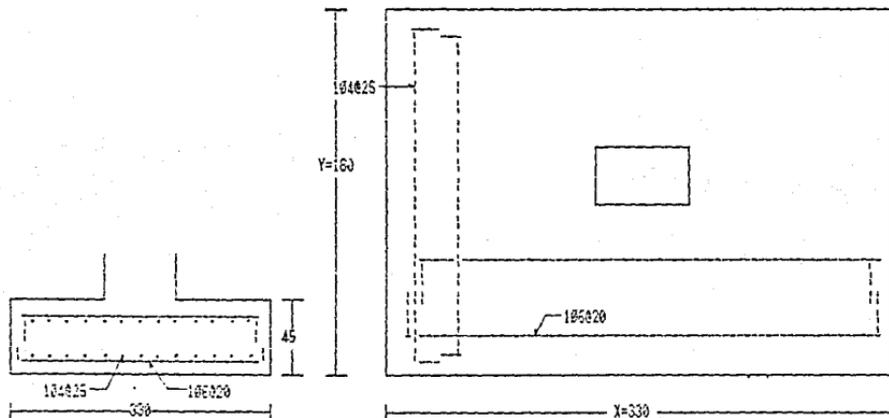
PERMITIDO = 7.49533188

PERMITIDO = 7.49533188

RESULTADO PARA COMBINACION DE CARGAS

No. 7, (CV+CM).

ZAPATA Z-3



HOJA DE RESULTADOS.

PROYECTO TLAJOMULCO ZAPATA EJE C (CONTINUO)

C. VERTICALES= 52797
 MOMENTO (X) C. VERT. = 6739
 MOMENTO (Y) C. VERT. = 0
 LADO (X) = 220

FOR CARGAS VERTICALES
 FT1X = 8550.75758
 FT1Y = 13332.5758

FOR SISMOS
 FT1X = 8550.75758
 FT1Y = 13332.5758

FOR CARGAS VERTICALES

(CONSTANTE POR PENETRACION = 7.62027425

CORTANTE ULTIMO X = 6.45592073
 CORTANTE ULTIMO Y = 4.26733809

S I S M O

CORTANTE ULTIMO X = 5.04581397

CORTANTE ULTIMO Y = 3.34943289

MOMENTO ULTIMO EN X = 7142.53423

MOMENTO (ULTIMO) EN Y = 3520.63329
 AREA DE ACERO EN DIRECCION X = 8.2210294
 1.33 X AS (X) = 10.9339631
 AREA DE ACERO EN DIRECCION Y = 3.96154568
 1.33 X AS (Y) = 5.26935575
 AREA DE ACERO MINIMA POR TEMPERATURA = 5.8

P. SISMOS= 52797
 MOMENTO (X) SISMO= 0
 MOMENTO (Y) SISMO= 0
 LADO (Y) = 180

FT2X = 18014.3939
 FT2Y = 13332.5758

FT2X = 18014.3939
 FT2Y = 13332.5758

PERMITIDO = 14.1421356

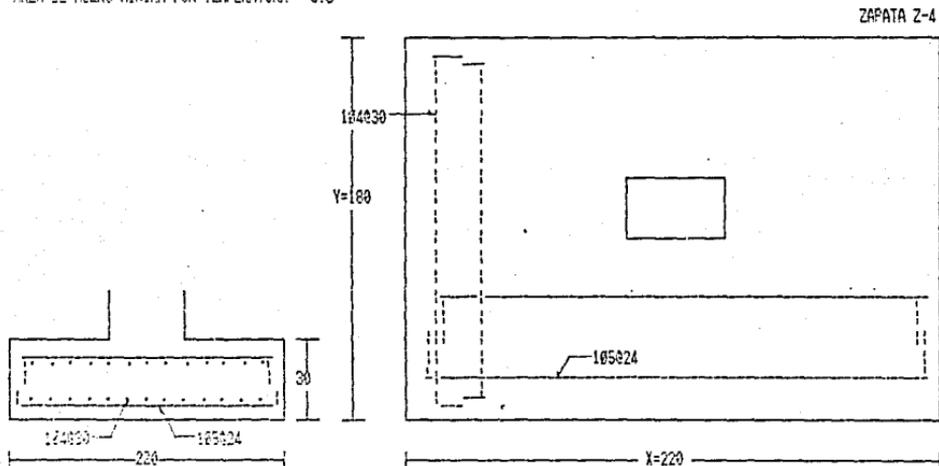
PERMITIDO = 7.49533188
 PERMITIDO = 7.49533188

PERMITIDO = 7.49533188

PERMITIDO = 7.49533188

RESULTADO PARA COMBINACION DE CARGAS

No. 7, (CV+CM).



HOJA DE RESULTADOS.

De la misma forma se calcularon para la combinación de cargas No. 9, (CM + Viento) 0.75, normal al 1° marco, que son los efectos de cargas negativas (fuerzas de tracción sobre el dado), y que nos proporcionará el arma do superior de las zapatas y sólo los tendrán las zapatas que recibirán -- las cargas ocasionadas por los marcos de las cabeceras, pues son unicamen te los que se ven afectados por esta carga.

$$\begin{array}{l} \text{ZAPATA EJE A: } P = -8,021 \text{ Kgs.} \\ \quad \quad \quad M = 8,474 \text{ Kgs. m} \end{array} \quad \left. \begin{array}{l} A_S \quad X = 4.33 \text{ cm}^2 \\ A_S \quad Y = 0.56 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \text{Z - 1}$$

$$\begin{array}{l} \text{ZAPATA EJE B: } P = -18,837 \text{ Kgs.} \\ \quad \quad \quad M = 9,665 \text{ Kgs. m} \end{array} \quad \left. \begin{array}{l} A_S \quad X = 6.24 \text{ cm}^2 \\ A_S \quad Y = 1.27 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \text{Z - 2}$$

$$\begin{array}{l} \text{ZAPATA EJE C: } P = -22,344 \text{ Kgs.} \\ \quad \quad \quad M = 3,170 \text{ Kgs. m} \end{array} \quad \left. \begin{array}{l} A_S \quad X = 4.61 \text{ cm}^2 \\ A_S \quad Y = 2.20 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \text{Z - 4}$$

$$\begin{array}{l} \text{ZAPATA EJE D: } P = -15,743 \text{ Kgs.} \\ \quad \quad \quad M = 16,164 \text{ Kgs. m} \end{array} \quad \left. \begin{array}{l} A_S \quad X = 7.55 \text{ cm}^2 \\ A_S \quad Y = 0.63 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \text{Z - 3}$$

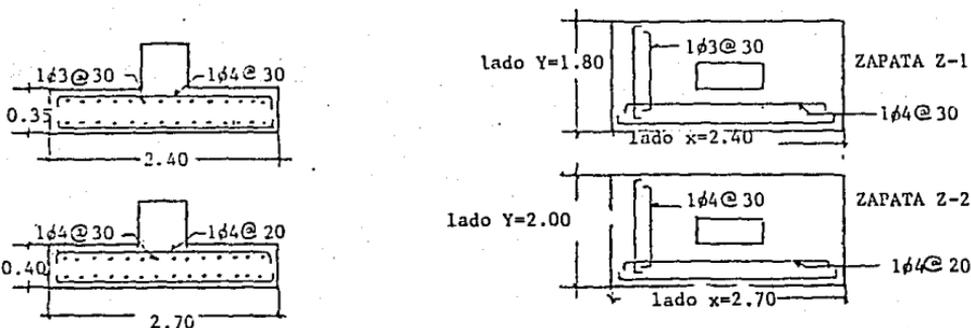


FIG. 2.08-35

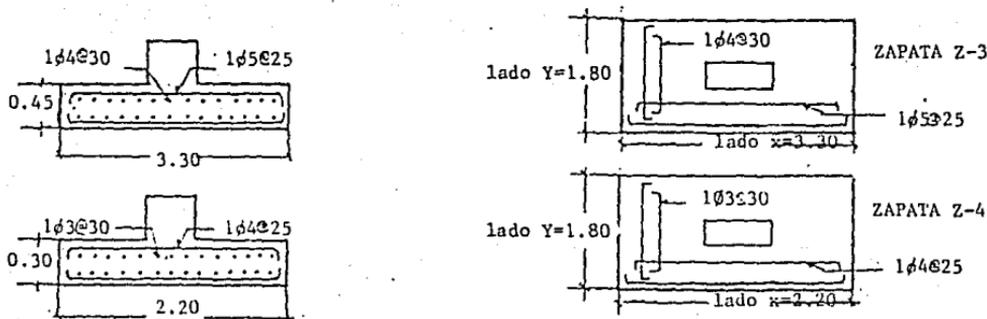
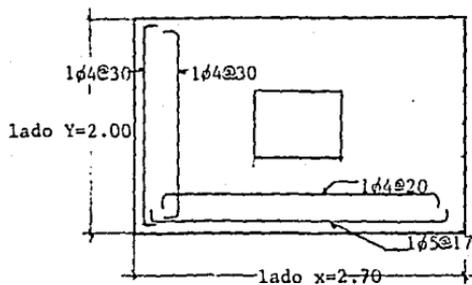
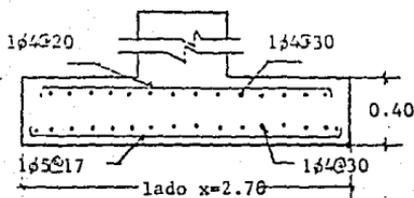


FIG. 2.08-35

Al igual que en el diseño de los dados, en el diseño de las zapatas aisladas también uniformizaremos los ejes A y B, así como los ejes C y D; el acero superior de las zapatas nos resultó solo para los marcos cabece--ros, por las combinaciones de cargas que los afectan y todo el acero inferior para todos los demás, inclusive los cabece--ros; el acero superior también lo pondremos en el resto de las zapatas, de esta manera podremos es--tar seguros que en caso de cualquier modificación al proyecto a futuro en los edificios, en el hecho de que pudieran quitar el primer marco, la ci--mentación del segundo estará capacitada para poder trabajar como el prime--ro; además de tener un factor de seguridad a nuestro favor; una mejor su--pervisión en obra, puesto que solo existirán dos tipos de zapatas; sabe --mos que existirá un porcentaje mayor de acero, pero este es mínimo, y nos garantizará todo lo anterior, resultando lo siguiente:

ZAPATA Z-2



ZAPATA Z-3

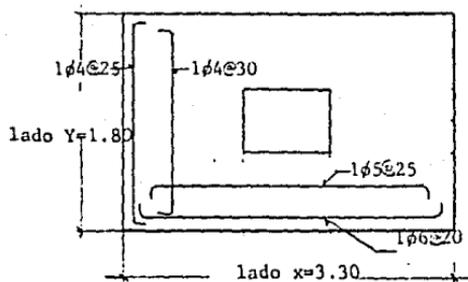
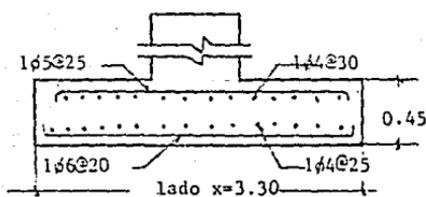
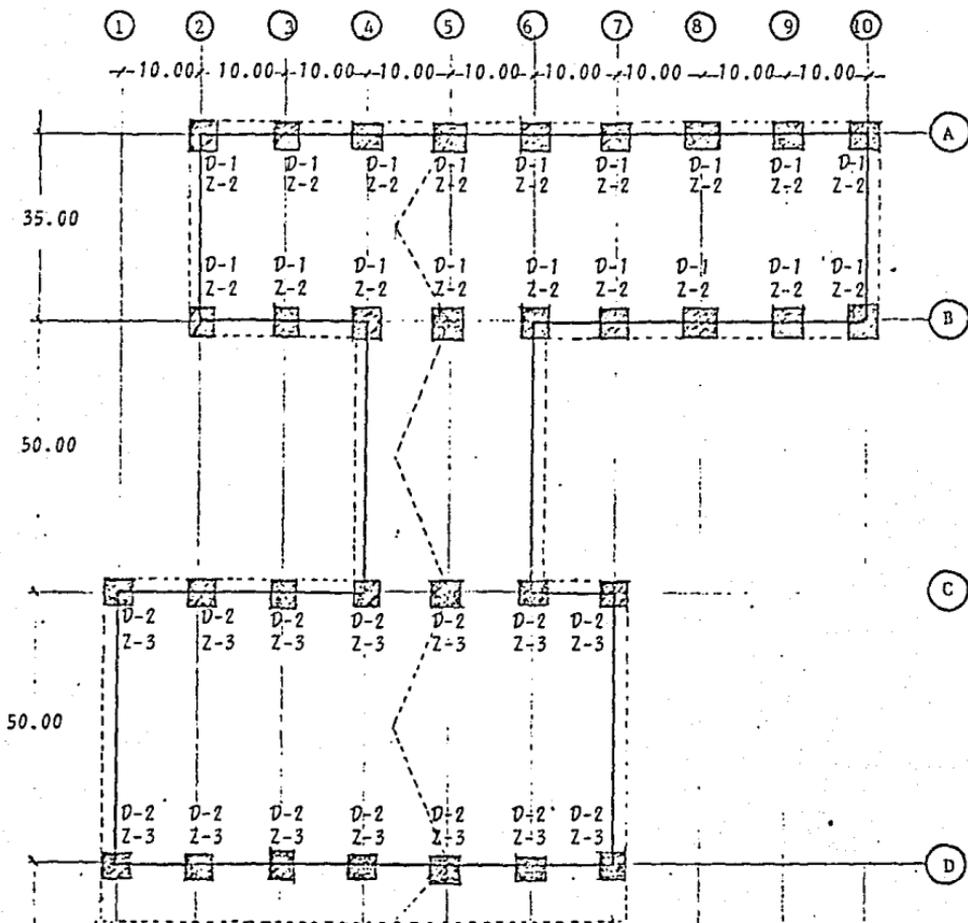


FIG. 2.08-36

En la figura 2.08-37 se da la distribución tanto de dados, como de zapatas.

PROYECTO TLAJOMULCO.

EDIFICIO DE SERVICIOS, PRODUCCION Y ALMACEN.



PLANTA DE CIMENTACION.

FIG. 2.08-37

CAPITULO III.

CONSTRUCCION:

3.01 ELABORACION DEL PRESUPUESTO.

Para la elaboración del presupuesto se deberá de contar con los planos producto de la ingeniería de detalle, así como con las especificaciones referentes al proyecto y de Institutos de Ingeniería reconocidos oficialmente, tanto Nacionales como Internacionales, teniendo como ejemplo, - las Normas y Especificaciones de C.F.E. (Comisión Federal de Electricidad), el D.D.F. (Departamento del Distrito Federal), A.C.I. (Instituto Americano del Concreto), etc...

Para poder formar el presupuesto se deberá contar con los alcances de los trabajos, y así definir cada concepto detalladamente, por lo que se tendrá que desarrollar un análisis de PRECIO UNITARIO para cada uno de ellos, dando así un Importe Unitario o total de la OBRA, en sí, un Presupuesto.

EL PRECIO UNITARIO es el valor de un servicio o un bien que recibe el constructor o contratista, por unidad de obra ejecutada, en cada uno de los conceptos de trabajo en que esta dividida, de acuerdo a especificaciones y alcances de trabajo establecidos, comprendiendo esto el pago de el total de erogaciones que haya efectuado, así como la utilidad o ganancia a que tiene derecho por el servicio o bien prestados. A esto se le conoce también como Precio de Venta.

LA OBRA es el punto de producción de una empresa constructora, como resultado de un conjunto de bienes y personas, para construir una infraestructura encomendada, de acuerdo a normas y especificaciones previamente establecidas y como resultado de los procesos de planeación, ejecución y control, para satisfacer óptimamente una necesidad.

Es de gran importancia el Análisis de Precio Unitario en una constructora, ya que es el desarrollo del proceso administrativo de la misma, es la carta de presentación, porque a través de presentar una cotización -

o presupuesto de algún trabajo a efectuar, es como la empresa se dá a conocer, puesto que el cliente que lo solicitó podrá opinar si los precios estan bien estudiados, dándole el prestigio a la empresa, o si por el contrario, muchas veces se piensa que no sabe ni lo que esta presupuestando, ya que los precios presentados podrían estar fuera de competencia, por salirse de todo margen razonable, es decir, o muy altos, por lo que se perdería la oportunidad de obtener un trabajo, o muy bajas, propiciando así la sospecha del cliente de llevar a buen término el trabajo encomendado, o suscitar una competencia desleal con los demás competidores y provocando lo más probable; perjuicios a la misma empresa, al grado de llegar a veces a su descapitalización.

Las ESPECIFICACIONES son disposiciones, requisitos, condiciones, instrucciones o descripciones de cada uno de los conceptos que intervienen en una obra determinada. Es de las partes más importantes que se deben tener en cuenta en un precio unitario, ya que la exactitud de éste, está en relación directa con la claridad y detalle de la especificación, ya que nos debe describir, un proceso para ejecución de un concepto y de su valorización confiable.

Los CONCEPTOS DE OBRA O DE TRABAJO, son los elementos que constituyen la ejecución de una obra, por ejemplo: excavación, dala, mampostería, castillos, aplanados, etc., agrupándolos forman lo que se llaman partidas, que a su vez integran el PRESUPUESTO, existiendo también SUB-CONCEPTO, que intervienen en la ejecución de los conceptos, como son el concreto, cimbra, mortero, etc. Todos estos conceptos y sub-conceptos tienen unidades de producción y medida, como por ejemplo el concreto hidráulico se mide en metro cúbico (m^3), los castillos y dalas por metro lineal (ML), los aplanados en metros cuadrados (m^2), todo esto por facilidades de medición, análogamente en lo que a instalaciones se refiere se usa el término de salida (sal.), tanto para hidráulicas y sanitarias, como para eléctricas.

Las CUANTIFICACIONES DE LOS CONCEPTOS DE OBRA, son procesos generalmente sencillos y se determinan de las medidas tomadas de los planos - -

correspondientes, tomando las particularidades de cada concepto para no caer en algún error poniendo sus unidades de medida correspondientes. En el caso de las instalaciones es posible hacer un listado de todo el material que interviene, al igual que la mano de obra y dividir todo esto entre el número de salidas que tengamos, así la unidad quedará por salida. Generalmente los conceptos que intervienen en cerrajería van cuantificados por pieza (pza), evitando las cuantificaciones por lote.

I. INTEGRACION DEL PRECIO UNITARIO.

El Precio Unitario se integra con los llamados costos Directos, Costos Indirectos y la Utilidad o Ganancia del Constructor.

La suma de los dos primeros, forma lo que se denomina Costo Unitario, al que agregada la Utilidad, constituye el Precio Unitario o de Venta.

A) Costos Directos:

Son todos aquellos gastos efectuados en el mismo sitio de la obra y que tienen su aplicación determinada a un producto de la misma y se dividen en:

- 1) Materiales.
- 2) Mano de Obra (salario y destajos)
- 3) Maquinaria, Equipo y Herramienta.

I.00.0 Elementos integrantes de los Costos Directos.

a) Materiales:

- Precio de adquisición
- Maniobras de carga (no entrega LAB obra)
- Fletes a la obra
- Mermas en manejos
- Maniobras en la obra
- Desperdicios.

b) Mano de Obra:

b1) Salario base:

- Viáticos
- Séptimo día
- Vacaciones
- Prima vacacional
- Bonificaciones
- Aguinaldo
- Seguro Social
- Guarderías
- 1% Sobre remuneraciones pagadas
- 5% INFONAVIT (obras particulares)

b2) Destajo.

c) Maquinaria:

c1) Cargos fijos:

- Amortización (recuperación del capital durante la vida útil)
- Inversión (rédito del capital invertido)
- Seguro (protección del capital invertido)
- Almacenamiento (Costo del local y maniobras en espera)
- Mantenimiento (reparaciones mayores, menores y consumos de accesorios para operación)

c2) Consumos:

- Combustibles
- Lubricantes
- Filtros
- Estopa
- Liantas

c3) Operación:

- Operadores
- Ayudantes
- Hora efectiva.

I.01 MANO DE OBRA.

La mano de obra es manejada de la siguiente forma: a base de salarios diarios, que se le conoce como Pago por día o en forma de destajo.

I.01.0 SALARIO BASE Y SALARIO REAL.

Dentro de los salarios se conocen el Salario Base, que es el que percibe el trabajador por jornada de trabajo o por destajo ejecutado, y el Salario Real, siendo el que en realidad cuesta al constructor, y sería el Salario Base por un factor de incremento al Salario Base. (FISB).

El factor de Incremento al Salario Base se calcula de dos formas:

- a) Método de Anualidades.
- b) Método de Factores.

a) METODO DE ANUALIDADES PARA CALCULO AL FISB.

- Días no laborables al año.

1) Domingos.....	53
2) Días Festivos obligatorios	
-1° Enero.....	1
-05 Febrero.....	1
-21 Marzo.....	1
-16 Septiembre.....	1
-20 Noviembre.....	1
-1° Diciembre de cada 6 años.....	0.166
-25 Diciembre.....	1
-1° Mayo.....	1

3) Días tradicionales

- Jueves, Viernes y Sábado.

de la Semana Santa.....	3
-03 Mayo.....	1
-12 Octubre...(Patrono del lugar).....	1

-02 Noviembre..... 1

4) Vacaciones Art. 76 6 ó 12
(por contrato colectivo del Sindicato 1 día/mes)

5) Fenómenos meteorológicos y enfermedades no profesionales.....4

Sumando los días anteriores tenemos un total de 76.166 días no laborables, por lo tanto tendremos:

- Días efectivos laborables:

365.25 - 76.166 = 289.084 Días efectivos laborables.

Se toman 365.25 días/año por lo años bisiestos.

En caso de que alguno de los días festivos obligatorios, tocará en día domingo se tendrá que descontar, para este ejemplo se consideró que ninguno de ellos es domingo.

Después de haber obtenido los días efectivos laborables, tenemos la siguiente expresión:

$$\text{SALARIO REAL} = \frac{\text{SUMA ANUAL EN (\$)}}{\text{DÍAS EFECTIVOS LABORABLES.}}$$

Donde: -Salario Real es el Salario Base (SB) x (FISB)

-Días Efectivos laborables son los días trabajados encontrados anteriormente.

-Suma anual en (\$) es la suma del salario integrado anual en sus 365,25 días al año y los gastos de la empresa.

1) Salario integrado anual: (SIA):

Para este estudio se tomará el salario mínimo diario en la zona metropolitana de Guadalajara, del 11 de Junio al 31 de Diciembre de 1984 --- \$ 750.00 diario.

PEON 1a) Salario base \$750.00 x 365.25 días	\$ 273,937.50
1b) Aguinaldo 15 días/año x \$750.00	11,250.00
1c) Prima vacacional 25% de 6 días --- \$750.00 x 6 días x 0.25	<u>1,125.00</u>
TOTAL (SIA)	\$ 286,312.50

2) Gastos de la Empresa: (GE)

2a) IMSS	{ 15.9375% (Mayores al salario mínimo)	
	{ 19.6875% (Salarios Mínimos)	
	19.6875% x (SIA)	\$ 56,367.77
2b) Guarderías 1% (SB)		2,739.37
2c) Infonavit 5% (SIA)		14,315.62
2d) ISRT (Educación) 1% (SIA)		<u>2,863.12</u>
TOTAL (GE)		\$ 76,285.88

SUMA ANUAL EN (\$) = SIA + GE =	\$ 362,598.38
SALARIO REAL =	<u>\$ 362,598.38</u>
	289,084 (Días efectivos laborables).

SALARIO REAL \$ 1,254.30

Por lo que el Factor de Incremento del Salario Base para salarios mínimos será:

$$\text{FISB} = \frac{\text{SR}}{\text{SB}}$$

$$\text{FISB} = \frac{\$1,254.30}{\$ 750.00}$$

$$\text{FISB} = 1.6724$$

De la misma manera se encuentra el FISB para los salarios mayores -- del mínimo, sólo que tomando en cuenta el porcentaje correspondiente del -- IMSS.

b) METODO DE FACTORES PARA CALCULO DE FISE.

a) Factor por prestaciones:

a1) Días efectivos laborables-----	289.084
a2) Días pagados por año-----	365.25
a3) Aguinaldo en días-----	15
a4) Prima Vacacional (25% de 6 días) 1.5	A2+A3+A4 = 381.75

$$\text{FACTOR POR PRESTACIONES} = \frac{\text{DIAS PAGADOS}}{\text{DIAS EFECTIVOS LABORABLES}}$$

$$\text{FACTOR POR PRESTACIONES} = \frac{381.75 \text{ Días}}{289.084 \text{ Días}}$$

$$\text{FACTOR POR PRESTACIONES} = 1.3205$$

C O N C E P T O	SALARIOS MINIMOS	SALARIOS SUPERIORES AL MINIMO.
1) SALARIO BASE	X 1.0000	X 1.0000
PRESTACIONES	1.3205	1.3205
S.I.	1.3205	1.3205
2) Impuestos		
a) IMSS.		
a1) 19.6875% x SI	0.2599	
a2) 15.9375% x SI		0.2104
b) GUARDERIAS 1% SB		
0.01x1.000	0.0100	0.0100
3) Infonavit 5% SI		
0.05x1.3205	0.0660	0.0660
4) ISRT (Educación) 1% SI		
0.01x1.3205	0.0132	0.0132
TOTAL FISE	1.6696	1.6201

- PEON 1) Salario Base = \$ 750.00
 2) Salario Real = \$ 750.00x1.6696 = \$1,252.20

Como manera ilustrativa se tomó en cuenta para los dos métodos anteriores el % del INFONAVIT, pero este beneficio deberá de ser pagado directamente por el constructor, tratando de seguir ilustrando lo anterior, se consideraron las vacaciones y el aguinaldo como si el trabajador fuera a laborar todo un año completo, pero como es sabido en la industria de la construcción es por el tiempo que dure la obra, y el lapso de trabajo del obrero, esto se toma en base a experiencia y el tiempo de la obra.

I.01.2 DESTAJOS.

El destajo se ha generalizado en la Industria de la Construcción, y es el pago por unidad de obra ejecutada a un precio acordado anteriormente de tal forma que la percepción por jornada de trabajo sea mayor, que el salario mínimo, es indispensable tener en cuenta su relación con los SALARIOS REALES y los RENDIMIENTOS respectivos.

Los destajos dentro de las disposiciones gubernamentales son prohibidos para ser usados en los análisis de costos en concursos de Obra Pública, por obedecer a factores de oferta y demanda, o restricciones de tipo legal. Se tendrá que implementar un mecanismo para convertir los destajos que se pagan semanalmente, afectados de los factores de incremento por conceptos de prestaciones, a las cantidades que aparecen por concepto de mano de obra en los análisis mencionados. Dichos destajos serán el resultado de dividir el importe total pagado al personal que ejecuta el concepto entre el rendimiento promedio por jornada.

$$\text{DESTAJO} = \frac{\text{SALARIO REAL} - P}{\text{RENDIMIENTO PROMEDIO DIARIO}}$$

La cantidad a pagar generalmente al trabajador será el que se obtenga de la expresión anterior, restando lo que cuesta dicho destajo al cons-

tructor, lo concerniente a aguinaldo, vacaciones, etc., los que serán cubiertos en forma separada y cuando corresponda, (P).

I.02.0 MANDO INTERMEDIO Y HERRAMIENTA MENOR

El mando intermedio es el factor correspondiente a la vigilancia -- que ejercen los cabos y maestros de obras, es decir, el "Mando Intermedio" entre el profesionista responsable de la obra y el personal que ejecuta directamente los conceptos de trabajo: Oficiales, Ayudantes y Peones.

Este mando intermedio se puede determinar aplicando dos criterios: - Un porcentaje sobre la mano de obra, o por la capacidad de vigilancia que puede tener el cabo y/o el maestro, ilustrándolo de la siguiente manera:

TIPO DE OBRA	% SOBRE LA M.O.	NUMERO PROMEDIO DE TRABAJADORES	CAPACIDAD DEL CABO	CAPACIDAD DEL MAESTRO
PEQUEÑA	15	20	-----	20
MEDIANA	10	60	20	60
GRANDE	5	120 o más	40	120

Para este proyecto usaremos el 5% de mando intermedio sobre la mano de obra por ser un proyecto considerado como grande.

Respecto a la herramienta, hacer un estudio sobre la depreciación de ésta, sería demasiado extenso y poco práctico, por lo que usaremos el valor del 3% también sobre la mano de obra, reconocido por varias dependencias y de hecho aceptado ya como costumbre.

I.03.0 MAQUINARIA Y EQUIPO.

Dentro de los costos directos la maquinaria y el equipo son parte es

cencial del mismo.

Estos costos se podrán manejar por Jornal, por unidad de medida (m^3 , m^2 , ml) o por costo horario, siendo este la base para poder encontrar los anteriores, pues a partir de esto se podrán manejar los demás en base al rendimiento del equipo, basado en el buen manejo de sus operarios.

Las Bases y Normas Generales para la contratación y ejecución de las Obras Públicas, establecen en su Sección No. 4, las bases y lineamientos - generales para la integración de precios unitarios, en lo relativo al cargo directo por maquinaria indican que el costo directo de la hora máquina - se compone CARGOS FIJOS Y VARIABLES.

Los CARGOS FIJOS, son los correspondientes a la depreciación, inversión, seguros, almacenaje y mantenimiento menor y mayor.

Los CARGOS VARIABLES son los correspondientes a consumos, operación - y transporte.

Para estos cargos existen fórmulas aceptadas por la Secretaría de -- Programación y Presupuesto, autorizados en el Diario Oficial de la Federación del Miércoles 6 de Julio de 1983, por lo que las tomaremos sin adelantarnos a su demostración para fines prácticos.

A continuación se desarrolla un costo directo hora máquina de equipo menor.

 MARCA MEC-S-DYNA PAC MOD. MV-K4

CODIGO: -----

184

DATOS GENERALES:

PRECIO DE ADQUISICION:.... FECHA DE COTIZ. 31 08 84 VA \$ 190,000.00

VALOR INICIAL (VA).....					\$ <u>190,000.00</u>
VALOR DE RESCATE (VR).....	<u>20</u>	%			\$ <u>38,000.00</u>
TASA ANUAL DE INTERES (i).....	<u>60</u>	%			
PRIMA ANUAL DE SEGUROS (S).....	<u>5.5</u>	%			
VIDA ECONOMICA (VE).....	<u>1800</u>				
HORAS ANUALES DE USO (Ha).....	<u>1600</u>	HORAS	→	<u>3</u>	AÑOS
POTENCIA DE MOTOR:.....	<u>4</u>	HP			
POTENCIA DE OPERACION:.... FACTOR :	<u>0.9</u>	HP	→	<u>3.6</u>	HROP.
COEF. DE ALMACENAJE (K).....	<u>0.01</u>				
COEF. DE MANTENIMIENTO (Q).....	<u>0.8</u>				

I) CARGOS FIJOS:

a) DEPRECIACION:	D = (VA -VR)/VE				\$ <u>31.66</u>
b) INVERSION:.....	I = ((VA +VR)/ 2Ha) X (i)				<u>39.19</u>
c) SEGUROS:.....	S = ((VA +VR)/ 2Ha) X (S)				<u>2.29</u>
d) ALMACENAJE:.....	A = K X D				<u>0.32</u>
e) MANTENIMIENTO:.....	T = Q X D				<u>28.50</u>
SUMA CARGOS FIJOS/HORA:....					<u>102.00</u>

II) CONSUMOS:

a) COMBUSTIBLES					
Diesel.....	0.1514	L/H/HP	X HROP		=
Gasolina.....	0.2172	L/H/HP	X HROP	<u>0.7819/Hs</u>	= <u>31.28</u>
Energía Eléctrica.....	0.7460	KW/H	X HROP	<u>1/hr</u>	=
b) LUBRICANTES					
Cap. del Recipiente (C).....	<u>0.71</u>	LTS.			
Cambios de Aceite (t).....	<u>25</u>	HRS.			
Motor.....	C/T +	0.00300	X HROP	<u>0.388</u> /hr	= <u>8.23</u>
c) OTROS CONSUMOS					
Llantas(VLLXL1.3/HV).....		0.00358			
(Vida Util, HW).....		/Pza.		Piezas	
Estopa.....		Hrs.			
Grasa.....		Ks/48 H	X Sem		=
Otros.....		Ks/48 H	X Sem		=
		/Pza.		Hrs.	=
SUMA CONSUMOS/HORA:.....					<u>39.51</u>

III) OPERACION:

a) SALARIOS BASE REALES					
Operador.....	<u>1583.91</u>	/JOR/8H	X 0.75 (F.EF.)		= <u>230.65</u>
Ayudante(s).....		/JOR/8H	X 0.75 (F.EF.)		=
Suma Salarios/Hora					
b) HORA EFECTIVA TRABAJADA					<u>230.65</u>

SUMA OPERACION/HORA:..... 376.12

COSTO DIRECTO HORA-MAQUINA (H.M.D.) : 517.63

- a) VALOR DE RESCATE (VR): Representa el valor de rescate de la máquina, es decir el valor comercial que tiene la misma al final de su vida económica. Siendo el 20% del Valor de adquisición.
- b) TASA ANUAL DE INTERESES: Debe aplicarse en la fórmula de cargo horario por inversión, que se calcula según Bases y Normas, aplicando la siguiente fórmula.

$$I = \frac{\frac{Va + Vr}{2} \times i}{Ha}$$

Y se determina despejando: $i = \frac{I \times Ha}{Va + Vr}$

Donde $I = \frac{\text{Interés del saldo por pagar al distribuidor} + \text{Interés del financiamiento externo.}}{\text{Vida económica de la máquina.}}$

- c) COEFICIENTE DE ALMACENAJE (K): Se determina por medio de una curva asintótica de la tabla anexa.
GRAFICA PARA EL CALCULO DE ALMACENAJE.
- d) COEFICIENTE DE MANTENIMIENTO (Q): Se encuentra para diferentes tipos de maquinaria y equipo, expresados en porcentos de los costos de depreciación lineal de los mismos, a continuación se describen.

100%

Q = 1.0 Aplanadoras, arados, bombas de alta presión, de pistón o de sumidero, botes para concreto, calderas, equipo marino, escarificado-

res, escrepas, grúas de patas fijas, maquinaria para trabajar madera, moldes de acero, motoconformadoras pequeñas, motores de combustión interna y eléctricos, palas mecánicas, retroescavadoras, rodillos "pata de cabra", - sierras para maderas, soldadores y acetileno, tolvas para concreto, tractores con o sin cuchilla, transportadores portátiles.

80%

Q=0.8 Agitadores para concreto, auto-bombas para concreto con motor de gasolina, bombas centrífugas, botes de almeja, camiones de volteo, compresores, dosificadoras, dragas de arrastre, equipo bituminoso (exceptuando estufas), gatos hidráulicos, malacates eléctricos y de vapor, martinetes para clavar pilotes, mezcladoras de concreto de 1.5 m^3 o mayores, mezcladoras montadas en camión, mezcladoras de mortero de 400 lts., motoconformadoras, pavimentadoras, plantas trituradoras y clasificadoras pequeñas, reparadoras de piedra triturada, soldadoras con motor de gasolina, tolvas para agregados, transportadores estacionarios, vagonetas volteo, vibradores de concreto, zanjadoras.

60%

Q=0.6 Aguzadoras, camiones (no volteos), cañones neumáticos para concreto, cargadoras de canjilones, elevadores de canjilones, grúas móviles, malacates de gasolina, mezcladoras de concreto tamaño mediano, mezcladoras pequeñas para mortero, perforadora neumática, plantas de concreto, quebradoras, remolques, rodillos (excepto los "pata de cabra").

40%

Q=0.4 Herramienta eléctrica de mano, herramienta neumática, mezcladoras pequeñas para concreto, tubería.

Todos los demás conceptos se obtendrán de los datos del fabricante y los costos de los consumos y operación, así como los cargos fijos resultarán de todo lo anterior descrito, por medio de las fórmulas usadas en el análisis de costo directo de hora-máquina.

B) COSTOS INDIRECTOS:

Son los gastos técnicos-administrativos (no incluidos en los costos-directos) necesarios para la correcta ejecución de un proceso constructivo; es decir los gastos que tiene que hacer el constructor por concepto de la administración, dirección técnica, organización, vigilancia, supervisión, fletes, viáticos, financiamiento, etc... de la obra pudiéndose clasificar como sigue:

1) DE ADMINISTRACION CENTRAL O COSTO DE OPERACION.

- 1a) Cargos técnicos y/o administrativos.
- 1b) Alquileres, mantenimientos y/o administrativos
- 1c) Suscripciones y afiliaciones
- 1d) Seguros
- 1e) Gastos de oficina
- 1f) Capacitación y promoción

$$\% = \frac{\text{GASTOS DE OFICINA CENTRAL EN 1 AÑO (\$)}}{\text{MONTO ANUAL DE OBRAS A C.D.}}$$

2) DE ADMINISTRACION DE OBRA O COSTO DE CAMPO

- 2a) Técnicos y/o administrativos
- 2b) Traslado de personal
- 2c) Comunicación y fletes
- 2d) Gastos de oficinas y varios
- 2e) Construcciones provisionales.

$$\% = \frac{\text{GASTOS EN LA OBRA (DURANTE LA DURACION DE LA OBRA)(\$)}}{\text{COSTO DE OBRA A C.D.}}$$

3) FINANCIAMIENTO.

La mayor parte de los constructores al iniciar una obra, requieren - invertir capital propio, ya que los trabajos se cobran por estimaciones de obra realizada, antes del cobro de éstas es necesario contar con los recursos para poder estimar, de ahí que las constructoras tengan que actuar como financieras a corto plazo repercutiendo estos costos del dinero en los indirectos.

$\% F = \frac{(NF \times i) - (VR \times TR \times IR)}{CV}$ de donde NF se define de la siguiente forma:

$$NF = \frac{CV}{CV} \left(\frac{TC}{2} + TP + PE \right) - \left[\frac{PV}{TC} \times (PE)^2 \times n \left(\frac{n+1}{2} \right) \right] - \left[\frac{(VA)^2}{VE} \right] + \left[VR \left(\frac{TC}{2} + TR \right) \right]$$

$$VE = \frac{PV}{n} \Rightarrow n = \frac{TC}{PE}$$

Siendo lo siguiente:

C.V. - Costo de venta o costo directo (CD).

T.C. - Tiempo de la construcción en meses.

T.P. - Tiempo de pago de estimaciones en meses.

P.V. - Precio de venta CD + Utilidad

V.A. - Valor del anticipo en millones

V.E. - Valor de la estimación media.

P.E. - Período entre estimaciones en meses.

V.R. - Valor del retenido en millones (Fondo de garantía).

T.R. - Tiempo del retenido.

i - Tasa de interés mensual operado en esa época.

I.R. - Interés del retenido.

En la obra pública federal no proceden los siguientes conceptos:

I.R. (Interés del retenido) y el VR (Valor del retenido).

4) FIANZAS:

Para evitar el incumplimiento de las condiciones de contrato, casi siempre el contratante exige FIANZAS, las que indiscutiblemente repercuten en el costo indirecto.

Por lo general se solicitan:

- a) Para garantizar el uso del anticipo (cuando existe)
- b) Para la correcta ejecución de la obra en el tiempo estipulado -- (cumplimiento de contrato).

En los más frecuentes casos, estas son por el 10% del monto del contrato, y para las indirectas los calcularemos de la siguiente manera:

$$\% \text{ Tf} = \frac{(\overline{\text{PR}} \times \overline{\text{PV}} \times \overline{\text{IA}}) (1.0000 + \text{IF}) + \text{GP}}{\text{PV}} \quad \text{de donde:}$$

PR - Porcentaje requerido del costo directo (decimal).

PV - Costo directo + Utilidad en pesos.

IA - Interés de la afianzadora (decimal).

IF - Impuesto fiscal (decimal)

GP - Gasto de poliza en pesos.

5) IMPREVISTOS:

Toda obra tiene elementos o causas de costos que no pueden ser expresados en números, no es posible evitar en su totalidad los errores en estimaciones, ni en los procesos constructivos. Son los riesgos naturales de la construcción. Como por ejemplo: Escasez de mano de obra y materiales, suministro inoportuno de los mismos, modificaciones al proyecto, porcentajes menores al 5% en variación de Precios Unitarios, incendios, robos, accidentes, fenómenos meteorológicos inesperados, errores, omisiones, etc., fluctuando esto entre el 1% y 2%.

6) IMPUESTOS Y OBLIGACIONES.

- 6a) INFONAVIT (si no se incluye en el costo directo de mano de obra).
- 6b) I.V.A. (Cuando proceda sobre el precio de venta).
- 6c) Otros que se les llaman CARGOS ADICIONALES.

7) UTILIDAD.

Todo esfuerzo que se realice y en el que además se invierta un determinado capital, debe generar ganancias, dividendos o utilidades, que debe presentar la retribución que corresponde por los elementos expuestos. Esta ganancia debe ser lícita y debe atender a varias características; que sea justa en función del capital, tiempo y la tecnología aplicadas que permita la expansión y la subsistencia lógica de la empresa, siendo tres factores los que nos afectan lo anterior.

- a) La tecnología de la Empresa
- b) El riesgo de la inversión
- c) El costo del dinero.

La UTILIDAD en su forma más general es el objeto y la razón de toda obra ejecutada por el hombre, empresas, etc.

El fracaso de una empresa puede tener diversos orígenes, pero su común denominador es la falta de UTILIDAD.

La justa valoración de los precios de venta, conlleva al cumplimiento escrito de las obligaciones fiscales y sociales, indispensables para sustentar las empresas estatales. En el ámbito de una economía mixta, la supervivencia de una empresa privada, esta ligada íntimamente a su productividad, dada esta una forma de utilidad monetaria dentro de parámetros aceptados.

8) CARGOS ADICIONALES:

Son las erogaciones realizadas por el constructor, y que se estipu--

lan expresamente en los contratos de obra, como obligaciones adicionales, y que obedecen a disposiciones de nuestro sistema político. Por su carácter no puede asimilarse a los costos ya mencionados, ni a la utilidad, expresándose un porcentaje sobre la suma de COSTOS DIRECTOS + COSTOS INDIRECTOS + UTILIDAD. Son diferentes para cada obra y el contrato por el cual se trabaja.

8a) Obras Federales:

---0.5% de Inspección de Obra (S.P.P.)

8b) Obras estatales:

---1.0% de negocios Jurídicos e Instrumentos Notariales (Arts. 43 al 54 de la Ley de Hda. del Estado de Jalisco).

---0.1% de contratos por administración (México)

--- 1% de contratos a precio alzado (México).

8c) Varios:

(*) ---1.0% Obras de beneficio social (SAHOP)

(*) ---2.0% Cuota Sindical (PEMEX)

(*) ---1.0% Cuota Sindical (C.F.E.)

(*) ---0.2% Capacitación (ICIC) (antes campos ejidales)

(*) SOBRE PRECIO DE VENTA.

Todo lo anterior genera el porcentaje a incrementar a un costo directo, resultado de los MATERIALES, LA MANO DE OBRA, EL EQUIPO, MAQUINARIA y HERRAMIENTA MENOR, necesaria para realizar un concepto, dando así un PRECIO UNITARIO o PRECIO DE VENTA.

A continuación todo esto se ejemplifica con ciertos análisis de precios unitarios que intervinieron en este proyecto para la elaboración de su PRESUPUESTO.

		PRECIO UNITARIO 193			
		OBRA PLANTA EMBOTELLADORA DE BEBIDAS PURIFICADAS	CLAVE MP6/02-84		
		UBICACION TLAJOMULCO DE ZUNIGA, JAL.	HOJA 1/1		
		FECHA 31/VIII/84	UNIDAD ton.		
CONCEPTO					
EXCAVACION PARA CIMENTACIONES INCLUYENDO RETIRO DE MATERIAL RESULTANTE DE 0.00 A 1.50 m DE PROFUNDIDAD					
		UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO	IMPORTE
MATERIALES					
SUMAN LOS MATERIALES					
MANO DE OBRA					
PEON	J	0.400	\$ 1,239.37		495.74
SUMA LA MANO DE OBRA					
EQUIPO Y HERRAMIENTA					
HERRAMIENTA MENOR	§	3	495.74		14.87
MANDO INTERMEDIO	§	5	495.74		24.78
SUMA DE EQUIPO Y HERRAMIENTA					
				PRECIO DIRECTO	535.39
				IND Y UTIL <u>30</u> %	160.61
				PRECIO UNITARIO §	696.00

		PRECIO UNITARIO 194			
		OBRA PLANTA EMBOTELLADORA DE BEBIDAS PURIFICADAS	CLAVE MP6/02-84		
		UBICACION TLAJOMULCO DE ZUNIGA, JAL.	HOJA 1/1		
		FECHA 31/VIII/84	UNIDAD m ²		
CONCEPTO					
SARPEO Y AFINE EN MUROS CON MORTERO CEMENTO-ARENA 1:4					
		UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO	IMPORTE
MATERIALES					
CEMENTO		kg	11.38	10.15	120.58
ARENA		m ³	0.034	750.00	25.50
AGUA		m ³	0.009	200.00	1.90
SUMAN LOS MATERIALES					147.98
MANO DE OBRA					
OF. ALSANTIL		J.	0.125	1,755.72	219.46
PEON		J	0.125	1,239.37	154.92
SUMA LA MANO DE OBRA					374.38
EQUIPO Y HERRAMIENTA					
HERRAMIENTA MENOR		§	5	374.38	11.23
MANDO INTERMEDIO		§	5	374.38	18.72
ANDAMIOS		m ²	1	50.00	50.00
SUMA DE EQUIPO Y HERRAMIENTA					79.95
		PRECIO DIRECTO		602.31	
		IND Y UTIL 30 %		180.69	
		PRECIO UNITARIO		783.00	

		PRECIO UNITARIO 195		
		OBRA PLANTA EMBOTELLADORA DE BEBIDAS PURIFICADAS	CLAVE MP7/02-86	
		UBCACION TLAJOMULCO DE ZUNIGA, JAL.	HOJA 1/1	
		FECHA 31/VIII/84	UNIDAD m2	
CONCEPTO				
CIMSRA COMUN DE PEDESTALES (CIMENTACION)				
	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO	IMPORTE
MATERIALES				
TRIPLAV	m2	0.183	1,667.85	305.22
MADERA PARA CIMSRA (BARROTE, DUELA)	p.c.	4.00	80.00	320.00
CHAFLAN 3/4"	mL	1.10	18.00	88.00
CLAVO	kg	0.090	150.00	13.50
ALAMBRE RECOCIDO	kg	0.050	125.00	6.25
DIESEL	lts	1.00	26.00	26.00
SUMAN LOS MATERIALES				758.97
MANO DE OBRA				
OF. CARPINTEROS	J	0.1538	1,633.86	251.28
AYUDANTE	J	0.1538	1,239.37	190.61
SUMA LA MANO DE OBRA				441.89
EQUIPO Y HERRAMIENTA				
HERRAMIENTA MENOR	%	3	441.89	13.25
MANDO INTERMEDIO	%	5	441.89	22.09
SUMA DE EQUIPO Y HERRAMIENTA				35.34
		PRECIO DIRECTO	1,236.20	
		IND Y UTIL 30 %	370.86	
		PRECIO UNITARIO	1,607.06	

		PRECIO UNITARIO 196	
		OBRA PLANTA ENGOTELLADORA DE SEBIDAS PURIFICADAS	CLAVE MP3/02-86
		UBICACION TLAJOMULCO DE ZUNIGA, JAL.	HOJA 1/1
		FECHA 31/VIII/84	UNIDAD m2
CONCEPTO			
PISO DE CONCRETO ARMADO $f_c=200$ kg/cm2 CON MALLA ELECTROSOLDADA 6-6/6-6 DE 15 cms. DE ESPESOR, CON ENDURECEDOR METALICO FERRICO EXPANSIVO, ACABADO PULIDO, CONCRETO HECHO EN OBRA.			
UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO	IMPORTE
MATERIALES			
CEMENTO	ton	0.0612	10,150.00
GRAVA	m3	0.095	1,386.00
ARENA	m3	0.142	750.00
AGUA	m3	0.038	200.00
MALLA 6-6/6-6	m2	1.10	145.20
ENDURECEDOR	kg	4.5	45.00
MADERA PARA CINBRA	p.t.	2.05	80.00
SUMAN LOS MATERIALES			1,393.17
MANO DE OBRA			
O.F. Albañil	J	0.05	1,755.72
Peones (13) hechura de revoltura acarreo, distribución	J	0.01	16,111.81
O.F. Fierrero	J	0.005	1,689.98
O.F. Carpintero	J	0.005	1,633.86
SUMA LA MANO DE OBRA			265.49
EQUIPO Y HERRAMIENTA			
Herramienta menor	%	3	265.49
Mando intermedio	%	5	265.49
Revolvedora 1 saco	m2	1.00	41.38
Vibrador	m2	1.00	39.06
SUMA DE EQUIPO Y HERRAMIENTA			101.67
		PRECIO DIRECTO	1,760.33
		IND Y UTIL 30 %	528.09
		PRECIO UNITARIO	2,288.42

Después de analizar cada concepto para la obtención del Precio Unitario se procede a la elaboración del presupuesto, en formas que contengan una clave, descripción detallada de lo analizado en el concepto del precio unitario, cantidad, unidad, precio unitario e importe, como la forma ilustrativa anexa.

OBRA	PARTIDA	CONCEPTO			HOJA
CLAVE	DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNIT.	IMPORTE
Vo. Bb.					198

3.02 ORGANIGRAMA DE LA OBRA.

Dentro del proceso de construcción del proyecto, se deben de contar con instrumentos que normen la jerarquización y la inter-relación entre el Constructor y el Productor, de tal forma que se deberá contar con una estructuración general.

El desarrollo de la estructuración se tendrá que hacer de acuerdo a las necesidades de la obra, tomando en cuenta desde los niveles directivos hasta el personal obrero.

El ORGANIGRAMA, es aquella parte del plan de estructuración, y que contiene los puestos que varían rara vez y las líneas de unión de éste, in dican las dependencias jerárquica.

De tal forma de la representación no se puede deducir al rango de -- los titulares, en el sentido de no considerar que los que gozan de igual -- rango tienen que estar en un mismo nivel del organigrama.

Para la estructuración de un organigrama, la empresa al considerar -- las funciones no debe regirse principalmente por los colaboradores existen tes y por sus capacidades y deseos. Por lo contrario, habrá que formar y relacionar a los colaboradores para los diversos puestos de forma que estu vieran a la altura de las exigencias de la empresa.

La ocupación de puestos debe realizarse de acuerdo con la idoneidad -- del colaborador. Antes de ocupar un puesto hay que analizar a fondo si -- los candidatos son idóneos para el mismo, así como el resultado que han da do después de ocupar dicho cargo. La idoneidad significa la coincidencia -- entre los requisitos que se exigen, y las aptitudes propias del titular.

A un puesto sólo se le deben encomendar tantas funciones como sea ca paz de desarrollar.

El puesto superior debe poder vigilar el trabajo de los subordinados. El superior debe de convencerse continuamente, bien por inspección ocular o bien valorando las partes; sobre el tiempo y envergadura de las tareas realizadas; también debe poder enjuiciar si se ha actuado correctamente. - Por ello, todo superior tiene que conocer el trabajo de sus subalternos. - El número de colaboradores que se le puede subordinar será tal que aún pueda mandarles con eficiencia.

Todo puesto sólo puede tener un superior director. Esto se expresa en la estructuración de la constructora por la existencia de una línea de unión descendente. Por ello, en una buena organización no existe duplicidad de mando. Así, por ejemplo, las tareas que tiene que realizar un operador en la obra lo determina el encargado, que a su vez habrá recibido -- las instrucciones de jefe de obra, mientras que el ingeniero de la administración de maquinaria no tiene acción directa.

Las instrucciones sólo se dan a través de la línea vertical, mientras que la información se establece a través de todos aquellos puestos, - también en sentido horizontal, que lo perciban por necesidades de trabajo. El encargado de los estudios de trabajo que esté analizando las causas de un rendimiento bajo en una obra, puede y debe informarse de los trabajadores, encargados y jefes de obra acerca de las condiciones y justificaciones en relación con el método de trabajo empleado. También podrá informar a este círculo de personas sobre el resultado de sus estudios y proponer mejoras; pero en ningún modo, podrá darles instrucciones, ya que no es superior. Una instrucción para una modificación en la obra sólo debe llegar allí, por la línea, pudiéndose elaborar, por ejemplo, en la oficina de planeación, y una vez autorizada por la dirección de la constructora imponerse a la obra a través de su jefe.

Como información se considera también en este sentido las partes de la obra dirigidas a la oficina de salarios, análisis de resultados o administración de equipo y maquinaria. Estos deben ir directamente al destinatario, sin tener que recorrer el camino reglamentario de la línea.

La estructuración de la constructora debe plasmarse por escrito y en este caso conjugado con la estructuración del Productor, que contenga a -- los titulares de los puestos y a sus representantes, debiéndose dar a conocer a todos los colaboradores, generando así el organigrama general de la obra. De esta forma se garantiza que tanto en el aspecto personal, como -- en el de trabajo, no surjan dudas en lo referente a la responsabilidad y -- acción de rendir cuentas. Al modificarse la distribución de tareas a la -- ocupación de puestos se debe contemplar el plan de estructuración.

Se puede distinguir entre un plan previsto, por el que se rija la política de personal, ocupación de nuevos puestos, adiestramiento, y un plan real que contenga aún diferencias impuestas por el tiempo.

La estructuración de los órganos de la empresa constructora ofrece -- una base para lo correspondiente a la empresa, cuando dichos órganos con-- vertidos en puestos y de acuerdo con su rango se jerarquizan.

En la dirección de la empresa constructora se desempeña las misiones del empresario y del director técnico. No se precisa de un puesto espe-- cial para la liquidación contable de la explotación siempre que la imputa ción de los costos directos se realice en la contabilidad y la imputación interna se haga principalmente en la administración de maquinaria y mate-- rial; la dirección comercial de la preparación de los resultados mensuales, así como la inspección interna, que se suplementa con la externa. La caja esta adscrita a la oficina de salarios, mientras que la dirección comer-- cial se ocupa de la circulación con medios de pagos. La comprobación de -- facturas se realiza en el puesto de compras.

La planificación de trabajo y el análisis de resultados en el departa-- miento de planeación, que también se ocupa de los estudios de trabajo con vistas a la disposición del mismo y a la determinación de los tiempos pre-- vistos.

A la oficina técnica se le han adscrito los estudios de obra, ya que

para las posibles variantes de las ofertas que tienen que prepararse en la oficina técnica, se deben calcular los costos en estudios de obra, precisándose una estrecha colaboración.

De la dirección de obras dependen los jefes de obra, que tienen a su cargo varias obras. Estas pueden tener zonas de actuación que difieran -- geográficamente o por el tipo de obra.

En la estructuración de obra se detallan los planes a nivel de jefatura de obra. Sólo en casos rarísimos se indican las cuadrillas, ya que estas varían con mucha frecuencia debido a su propia naturaleza. Empleando un tipo adecuado de representación resulta también posible fijar no sólo la actuación cambiante de los encargados en una obra, sino también la de la cuadrilla más pequeña.

Esto resulta incluso imprescindible para una rápida disposición en la planificación de trabajo.

Por ello, es necesario llevar la estructuración de la constructora en el proyecto hasta el nivel de la cuadrilla. Cada obrero debe saber --- quién es su inmediato superior y las cuadrillas deberían permanecer iguales en su composición, para un desarrollo óptimo.

A continuación se ilustra gráficamente a modo de ORGANIGRAMA, la estructuración para este proyecto, conjugándolo a su vez con el del Productor, destinado para el desarrollo del proyecto.

3.03 METODOS CONSTRUCTIVOS.

El elegir los métodos constructivos adecuados en una obra, nos llevarán a tener la seguridad de un buen término de la misma, la supervisión de ellos es fundamental para lograr los objetivos deseados, además de tener un ahorro considerable en las erogaciones de nuestros eventos.

1) TERRAPLENES:

Para la construcción de terraplenes, tendremos que tomar en cuenta las recomendaciones proporcionadas por el laboratorio de mecánica de materiales.

Sabemos que para la formación de terraplenes se tendrán que mover -- aproximadamente $56,000 \text{ m}^3$ de material (cantidad cuantificada en los planos de secciones de terracerías y de acuerdo a la proposición de mejoras del terreno del punto 2.05), a distancias máximas de 500 mts., y que los cortes servirán para formación de terraplenes.

Para hacer estos cortes y movimientos para la formación de terraplenes se optó por usar motoescrepas. La motoescrepa se autocarga en los sitios de corte o bancos de préstamo, auxiliada por un tractor de empuje, se carga metiendo una cuchilla en el terreno y después se transporta al lugar de tiro bajando la cuchilla y depositando el material en espesores de 30 cms., espesor recomendado para una buena compactación por el laboratorio de mecánica de suelos, y una pipa le adiciona el porcentaje de agua óptima al mismo tiempo que una motoconformadora empareja el material y lo homogeneiza para ser compactado por un patas de cabra.

La supervisión y control de estos trabajos se mencionaron en el punto 2.06 ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS.

El mayor problema que se puede tener en la formación de terraplenes es el exceso de agua, por lo general ocasionado por las lluvias, pudiendo-

alterar los procesos constructivos normales, pues existirán saturaciones - en el material que nos ocasionarán dificultad para lograr los porcentajes- requeridos de compactación. Los trabajos de formación de terraplenes en - nuestro caso no se vieron afectados por ese obstáculo pues afortunadamente no se hizo en tiempo de lluvias.

Se propuso mejorar la última capa de material de 20 cms. de espesor- con 50 Kgs. de cemento por metro cúbico de suelo, pues los estudios de me- cánica de suelos nos mostraron que aumenta su valor relativo de soporte en un 200% y será una capa impermeable para evitar saturaciones en el terreno, hasta cubrirlos con pisos, asfáltos, etc..., pudiendo así preparar terra- plenes para ampliaciones futuras.

II) CIMENTACIONES:

Para las zapatas aisladas y dados tendrán que hacerse excavaciones - en los terraplenes, estas excavaciones se pueden hacer por dos métodos; -- método mecánico, o métodos manuales, a pico y pala.

Las características de las excavaciones para este tipo de cimenta- ciones nos permitieron llevarlas a cabo por medios mecánicos, puesto que - las dimensiones de cada una de ellas son adecuadas para realizarlas por es- te método, se empleo una retroexcavadora.

Las medidas de las excavaciones estarán regidas por el tamaño de las zapatas, que para el eje A y B son de 2.00 x 2.70 mts. por 1.50 de profun- didad, y para el eje C y D son de 1.80 x 3.30 mts. y también por la misma- profundidad (ejes de edificios de servicios, producción y almacén).

De tal forma que los volúmenes a excavar resultados de las siguien- tes medidas son:

Para el eje A y B; $2.40 \times 3.10 \times 1.57$ (mts) = 11.68 m^3 /zapata

Para el eje C y D; $2.20 \times 3.70 \times 1.57$ (mts) = 12.77 m^3 /zapata

Se aumentan 20 cms. a cada lado de las medidas de las zapatas, para poder tener la facilidad de la maniobra en el armado del acero de refuerzo, el cimbrado y el colado, por lo tanto serán 40 cms. a cada medida de las zapatas y 7 cms. para el colado de una plantilla en el desplante de la cimentación de $f'c = 100 \text{ Kg/cm}^2$.

Se tendrán que tomar en cuenta para las cimbras, acero de refuerzo y concreto las normas y especificaciones consideradas en el diseño de las mismas y que están regidas por el ACI (Instituto Americano del Concreto).

1) Para las cimbras de zapatas y dados aislados se observará lo siguiente:

- a) La cimbra debe de dar como resultado una estructura que cumpla con la forma, los lineamientos y las dimensiones de los elementos, según lo requerido en los planos de diseño y en las especificaciones.
- b) Las cimbras deben ser suficientemente impermeables para impedir la fuga del mortero.
- c) Deben estar adecuadamente apuntaladas o ligados de tal manera que conserve su forma y posición.
- d) Las cimbras y sus apoyos deben diseñarse de tal forma que no dañe la estructura previamente construída.

Se proponen cimbras de madera a base de triplay, barrote, polín y duela, se considera que por lo menos se le den cinco usos a cada molde.

2) El acero de refuerzo deberá de respetar las condiciones de diseño en los cálculos y que estos, estarán normados por los Detalles de Refuerzo del ACI.

3) El concreto deberá respetar la resistencia indicada en los planos, al igual que las normas ACI.

Para la supervisión del fabricado del concreto en obra deberán de considerarse diez puntos de importancia siendo:

- a) Escoger los materiales adecuados.
- b) Ver que el equipo de mezclado y vibrado funcione bien.
- c) Evitar las interrupciones durante el colado.
- d) Revisar que los lugares del colado estén listos.
- e) Proporcionar exactamente la mezcla del concreto.
- f) Introducir en orden los materiales.
- g) Cuidar que el tiempo de mezclado sea suficiente
- h) Transportar correctamente el concreto.
- i) Vibrocompactar hasta el último rincón.
- j) Curar el concreto cuidadosamente.

a) Los materiales deberán de ser los adecuados; la arena no deberá contener basura, carbón, materia orgánica como: raíces, hojas secas, etc; el agua deberá ser potable y libre de grasas y aceites; la grava tendrá -- que tener el tamaño máximo que no deberá exceder de las tres cuartas partes del espaciamiento mínimo entre varillas individuales de refuerzo.

b) Revisión del equipo, el tambor de la revoladora o la olla no deberá tener agujeros, que las aspas no esten gastadas y que el motor esté - en óptimas condiciones, si se va usar báscula para el proporcionamiento de los materiales deberá de garantizarse que este bien calibrada, el vibrador deberá estar en buenas condiciones, tanto sus chicotes, como su motor.

c) Para evitar las interrupciones en el colado; se tendrá que calcular con cuidado las cantidades de concreto que se ocuparán en el colado, - para que no falte ni sobre concreto, se deberá tener a la mano el agua, cemento, grava y arena, además de la fuerza de personal con que se cuenta; - preparar reflectores que proporcionen suficiente iluminación en caso de -- prevenir que el colado se terminará al anochecer.

d) Revisar que los lugares del colado estén listos; antes de hacer-

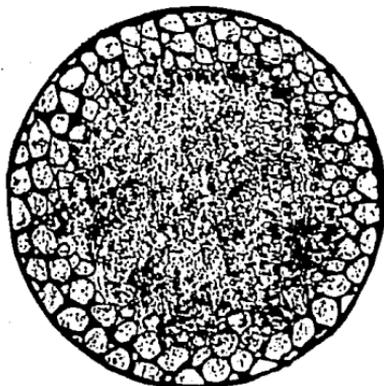
el concreto hay que asegurarse de que las cimbras estén bien plomeadas y -apuntaladas, limpias y protegidas con diesel o aceite limpio, si es posible que no esté muy quemado; revisar que la lechada no se fugue y que en el fondo no haya agua estancada, basura o cualquier otra cosa ajena a lo esp^ocificado en planos; para cualquier colado deberá ser revisado por el ingeniero responsable y ya que se hayan aprobado la colocación de las cimbras, los accesorios, las medidas y el acero de refuerzo, se proseguirá al colado.

e) Proporcionamiento del concreto; se deberán de lograr 3 objetivos principales; que el concreto tenga la calidad de la resistencia indicada - en planos; que sea manejable, ni aguado ni seco, que nos permita hacer todas las maniobras que se necesiten, sin que pierda sus características; y por último que salga lo más económico posible, evitando desperdicios inútiles en los materiales.

f) Introducir en orden los materiales; lo ideal es introducir todos los materiales en la mezcladora al mismo tiempo; cuando esto no se puede - llevar a cabo habrá que agregar primero la grava, después un poco de agua, después el cemento, enseguida la arena y finalmente se ajusta el agua.

g) El tiempo de mezclado deberá ser suficiente (para revolvedoras - de un saco que son los normales en las obras, con minuto y medio de mezclado es suficiente), hay que tener cuidado con esto, por que si no se le da un tiempo mínimo de mezclado, el concreto no será uniforme y la grava en - el tambor de la mezcladora se irá a las orillas y el concreto será de dudosa calidad, FIG. 3.03-1.

FIG. 3.03-1

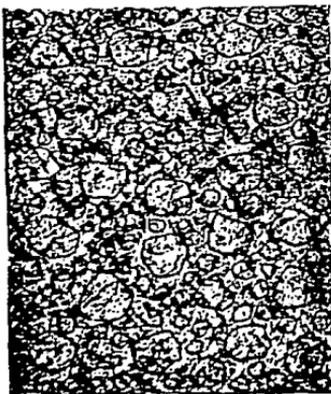


h) Transportación correcta del concreto; antes de ser movido el concreto deberá hacerse la prueba de revenimiento, con esta prueba se puede saber si el concreto es de buena o mala calidad, en el mezclado y clasificación; durante el transporte hay que tener presente que la grava ocupa el 75% del volúmen total del concreto, por lo que se recomienda que el concreto, tanto hecho en obra, como premezclado esté lo más cerca posible del lugar del colado, la grava en la transportación en carretillas tiende a irse al fondo; además al depositarlo se deberá procurar que siempre caiga de la menor altura posible.

i) Vibrado del concreto; en este paso se tendrá que vigilar que el concreto asiente bien, de tal forma que no queden vacíos en el concreto -- terminado interior y exteriormente, por lo que nos tendremos que valer de un vibrador eléctrico, neumático o de gasolina; y se deberá usar en cada capa de concreto que se vaya vaciando, introduciendo siempre en forma vertical, no hay que inclinarlo nunca, en caso de que se hagan elementos fue-

ra de la horizontal o la vertical, rampas, etc., deberá tener menos revenimiento y se principia a colar de abajo hacia arriba por capas, cuidando de sumergir el vibrador siempre en forma perpendicular a la superficie.

CONCRETO VIBRADO
CORRECTAMENTE.



CONCRETO VIBRADO
INCORRECTAMENTE.

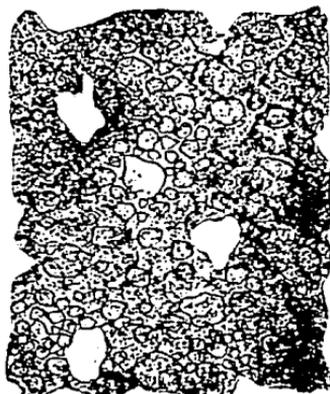


FIG. 3.03-2

j) El curado del concreto se deberá hacer para evitar un secado rápido, la única forma de que el concreto alcance su máxima resistencia es con humedad y se tendrá que hacer diez minutos después del descimbrado y cuando sea superficie horizontal se inicia el curado cuando a perdido el brillo del agua.

Todo lo anterior deberá estar soportado por estudios de mecánica de materiales, al escoger los agregados deberán hacerse análisis granulométricos, y determinar si están o no contaminados, de preferencia en los lugares donde se adquirirá el material; el análisis a los concretos se hará en base a cilindros de prueba donde se determinará la resistencia en Kg/cm^2 a los 7, 14 y 28 días, para garantizar que el concreto producido en la obra-

o premezclado sea el especificado en planos y así tener la estabilidad deseada en nuestras estructuras.

III) ESTRUCTURA METALICA A BASE DE MARCOS RIGIDOS.

Para la fabricación de marcos rígidos, se deberán tener los planos - resultado del diseño, apuntado en el punto 2.08 del capítulo anterior.

Estos planos nos deberán mostrar todas las características de la estructura, tales como, alzados, geometrías, peraltes, anchos de patines, espesores, conexiones, detalles, especificaciones tomadas en cuenta para el diseño y el montaje de instituciones reconocidas, como AISC (Instituto Americano de la Construcción de Acero) y ASTM (Sociedad Americana de Pruebas de Materiales), el acero utilizado para el diseño fue designación ASTM-A-36 y tornillos ASTM - A - 325.

El acero ASTM-A-36 tiene las siguientes características:

- Límite elástico mínimo aparente: 2531 Kg/cm^2
- Esfuerzo unitario a la ruptura de: 4220 Kg/cm^2 a 5625 Kg/cm^2

Los tornillos ASTM-A-325 presentan lo siguiente:

- Resistencia mínima a la tracción: 8437.2 Kg/cm^2
- Límite de fluencia mínima: 6468.52 Kg/cm^2 .

Los métodos constructivos para la estructura propuesta para este proyecto, así como para su montaje deberán estar regidos por los puntos siguientes, para una buena supervisión y terminación satisfactoria de la estructura metálica.

1.- FABRICACION:

- a) Enderezado.

Todo el material que se vaya a utilizar en estructuras debe enderezarse previamente, excepto en los casos en que por las condiciones del proyecto debe tener forma curva. El enderezado debe hacerse de preferencia - en frío por medios mecánicos, pero puede aplicarse también calor, en zonas locales. La temperatura de las zonas calentadas, medida por medio de procedimientos adecuados, no debe sobrepasar 650° C.

b) Cortes:

Los cortes pueden hacerse con cizalla, sierra o soplete; estos últimos deben hacerse, de preferencia, a máquina. Los cortes con soplete requieren un acabado correcto, libre de rebabas. Se admiten muescas o depresiones ocasionales de no más de 5 mm. de profundidad, pero todas las que tengan profundidades mayores deberán eliminarse con esmeril. Los cortes - en ángulo deben hacerse con el mayor radio posible, nunca menor de 15 mm.

Las preparaciones de los bordes de piezas en los que se vaya a depositar soldadura pueden efectuarse con soplete.

Los extremos de piezas que transmiten compresión por contacto directo deben cepillarse.

c) Tolerancias:

Las piezas terminadas en taller deben estar libres de torceduras y - dobleces locales, y sus juntas deben quedar acabadas correctamente. En miembros que trabajarán en compresión en la estructura no se permiten desviaciones, con respecto a la línea recta que une sus extremos, mayores de un milésimo de la distancia entre puntos que estarán soportados lateralmente en la estructura terminada.

La discrepancia máxima, con respecto a la longitud teórica, que se permite en miembros que tengan sus dos extremos cepillados para trabajar - por contacto directo, es un milímetro. En piezas no cepilladas, de longi-

tud no mayor de 10 metros, se permite una discrepancia de 1.5 mm, la que aumenta a 3 mm. cuando la longitud de la pieza es mayor que la indicada.

d) Identificación:

Todas las piezas deben salir de la planta debidamente identificadas, con marcas que correspondan a las indicadas en los planos de montaje.

e) Pintura:

Después de inspeccionadas y aprobadas, y antes de salir del taller, todas las piezas que deban pintarse se limpiarán cepillándolas vigorosamente, a mano, con cepillo de alambre, para eliminar escamas de laminado, óxido, escoria de soldadura, basura y, en general, toda materia extraña. Los depósitos de aceite y grasa se quitarán por medio de solventes.

Las piezas que no requieran pintura de taller se deben limpiar también, siguiendo procedimientos análogos a los indicados en el párrafo anterior.

A menos que se especifique otra cosa, las piezas de acero que vayan a quedar cubiertas por acabados interiores del edificio no necesitan pintarse, y las que vayan a quedar ahogadas en concreto no deben pintarse. Todo el material restante recibirá en el taller una mano de pintura anticorrosiva, aplicada cuidadosa y uniformemente sobre superficies secas y limpias, por medio de brocha, pistola de aire, rodillo o por inmersión.

El objeto de la pintura de taller es proteger el acero durante un período de tiempo corto, aun cuando sirva como base para la pintura final que se efectuará en obra.

Las superficies que sean inaccesibles después del armado de las piezas deben pintarse antes.

Todas las superficies que se encuentran a no más de 5 cms. de distan

cia de las zonas en que se depositen soldaduras de taller o de campo deben estar libres de materiales que dificulten la obtención de soldaduras sanas o que produzcan humos perjudiciales para ellas.

Cuando un elemento estructural esté expuesto a los agentes atmosféricos, todas las partes que lo componen deben ser accesibles de manera que puedan limpiarse y pintarse.

2.- ESTRUCTURAS REMACHADAS O ATORNILLADAS.

a) Agujeros:

El diámetro de los agujeros para remaches o tornillos debe ser un milímetro y medio mayor que el diámetro nominal de estos. Los agujeros pueden punzonarse en material de grueso no mayor que el diámetro nominal de los remaches o tornillos más tres milímetros, pero deben taladrarse o punzonarse a un diámetro menor y después rimarse cuando el material es más grueso. No se permite el uso de botador para agrandar agujeros, ni el empleo de soplete para hacerlos.

b) Armado:

Todas las partes de miembros que se esten remachando deben matenerse en contacto entre sí rígidamente, por medio de pernos o tornillos. Los agujeros que haya que agrandar para poder colocar los remaches o tornillos tienen que rimarse.

3.- ESTRUCTURAS SOLDADAS.

a) Preparación del material:

Las superficies que vayan a soldarse estarán libres de costras, escoria, óxido, grasa, pintura o cualquier otro material extraño, pero se permite que haya costras de laminado que resistan un cepillado vigoroso hecho

con cepillo de alambre. Siempre que sea posible, la preparación de bordes por medio de soplete oxiacetilénico debe efectuarse con sopletes guiados - mecánicamente.

b) Armado:

Las piezas entre las que se van a colocar soldaduras de filete deben ponerse en contacto; cuando esto no sea posible, su separación no deberá - exceder de 5 mm. Si la separación es 1.5 mm. o mayor, el tamaño de la soldadura de filete se aumentará en una cantidad igual a la separación.

Las partes que se vayan a soldar a tope deben alinearse ciudadosamente, corrigiendo faltas en el alineamiento mayores de 3 mm.

Siempre que sea posible, las piezas por soldar se colocarán de manera que la soldadura se deposite en posición plana.

Al armar y unir partes de una estructura o de miembros compuestos se seguirán procedimientos y secuencias en la colocación de las soldaduras -- que eliminen distorsiones innecesarias y minimicen los esfuerzos de con-tracción. Cuando sea imposible evitar esfuerzos residuales altos al ce-rrar soldaduras en conjuntos rígidos, el cierre se hará en elementos que -- trabajen en compresión.

Al fabricar vigas con cubreplacas y miembros compuestos, deben hacer se las uniones de taller en cada una de las partes que las componen antes de unir las diferentes partes entre sí.

c) Soldaduras de penetración completa.

En placas de grueso no mayor de 8 mm. puede lograrse penetración completa depositando la soldadura por ambos lados, en posición plana, dejando entre las dos una holgura no menor que la mitad del grueso de la placa más

delgada, y sin preparar sus bordes.

En todos los demás casos deben biselarse los extremos de las placas entre las que va a colocarse la soldadura para permitir el acceso del electrodo, y utilizarse placa de respaldo o, de no ser así, debe quitarse con un cincel o con otro medio adecuando la capa inicial de la raíz de la soldadura, hasta descubrir material sano y antes de colocar la soldadura por el segundo lado, para lograr fusión completa en toda la sección transversal.

Cuando se use placa de respaldo de material igual al metal base, debe quedar fundida con la primera capa de metal de aportación. No es necesario quitar la placa de respaldo, pero puede hacerse si se desea, tomando las precauciones necesarias para no dañar el metal base.

Los extremos de las soldaduras de penetración completa deben terminarse de una manera que asegure su sanidad; para ello deben usarse placas de extensión, siempre que sea posible, las que se quitan después de terminar la soldadura, dejando los extremos de esta lisos y alineados con las partes unidas.

En soldaduras depositadas en varios pasos debe quitarse la escoria de cada uno de ellos antes de colocar el siguiente.

d) Pre calentamiento:

Antes de depositar la soldadura, el metal base debe precalcularse a la temperatura indicada en la Fig. 3.03-3.

Se exceptúan los puntos de soldadura colocados durante el armado de la estructura que se volverán a fundir y quedarán incorporados en soldaduras continuas realizadas por el proceso de arco sumergido. Cuando el metal base este a una temperatura inferior a 0°C, debe precalentarse a 20°C -

como mínimo, o a la temperatura indicada en la Fig. 3.03-3 si esta es mayor, antes de efectuar cualquier soldadura, aun puntos para armado. Todo el metal base situado a no más de 7.5 cm. de distancia de la soldadura, a ambos lados y delante de ella, debe calentarse a la temperatura específica, la que debe mantenerse como temperatura mínima durante todo el proceso de colocación del metal de aportación.

FIG. 3.03-3 TEMPERATURA MINIMA DE PRECALENTAMIENTO EN °C.

Grueso máximo del metal base en el punto de colocación de la soldadura (mm).	Proceso de Soldadura.	
	Arco eléctrico con electrodo recubier to que no sea de bajo contenido de hidrógeno. Aceros DNG B254 -- 1968, DGN B38-1968 y DGN B99-1972.	Arco eléctrico con electrodo recubier to de bajo contenido de hidrógeno, - arco sumergido o - arco eléctrico protegido con gases inertes. Aceros - DGN B254 1968, DGN B38-1968 y DGN B99 -1972.
Hasta 19, incl.	Ninguna	Ninguna
Más de 19 a 38, incl.	70	25
Más de 38 a 64, incl.	110	70
Más de 64	150	110

e) Inspección:

Deben revisarse los bordes de las piezas en los que se colocará la soldadura, antes de depositarla, para cerciorarse de que los biseles, hol-

guras, etc., son correctos y están de acuerdo con los planos.

Una vez realizadas, las uniones soldadas deben inspeccionarse ocularmente y se repararán todas las que presenten defectos aparentes de importancia, tales como tamaño insuficiente, cráteres o socavación del metal base. Toda soldadura agrietada debe rechazarse.

Cuando haya dudas, y en juntas importantes de penetración completa, la revisión se completará por medio de radiografías y/o ensayos no destructivos de otros tipos. En cada caso se hará un número de pruebas no destructivas de soldadura de taller suficiente para abarcar los diferentes tipos que haya en la estructura y poderse formar una idea general de su calidad. En soldaduras de campo se aumentará el número de pruebas, y estas se efectuarán en todas las soldaduras de penetración en material de más de dos centímetros de grueso y en un porcentaje elevado de las soldaduras efectuadas sobre cabeza. El acero podrá ser revisado por medio ultrasónicos, cuando se tenga duda en que este pueda presentar laminaciones.

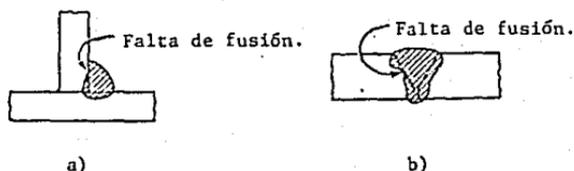
Las soldaduras podrán presentar los siguientes defectos más representativos y mismo que se deberán de cuidar al máximo posible.

Falta de fusión:

Se define como la falla del metal base y del metal de aportación para fundirse en algún punto de la junta, que no sea la raíz. (Fig. 3.03-4a y b). Este defecto no es común en las soldaduras de arco, a menos que las superficies que se solden estén cubiertas con materiales extraños que eviten la fusión en ese punto. Si las superficies están adecuadamente limpias y se seleccionan correctamente el tamaño del electrodo, la velocidad y la corriente, se asegurará una completa fusión.

(Ver radiografías anexas)

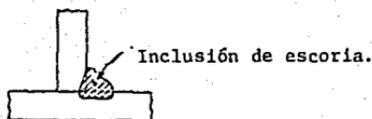
FIG. 3.03-4 a y b.



Inclusión de escoria:

Es cuando los óxidos metálicos y otros componentes, sólidos son encontrados en ocasiones como inclusiones alargadas o globulares (Fig. 3.03-5). Estos sólidos son el resultado de reacciones químicas entre el metal, el aire y el recubrimiento del electrodo durante el depósito y solidificación del metal de aportación. Puede evitarse en parte su formación mediante la selección de la composición química del electrodo y de su recubrimiento, de modo que no reaccionen con los elementos contenidos en el metal base. Como la escoria tiene una densidad menor que el metal fundido, usualmente tiende a subir a la superficie y por lo tanto rara vez presenta dificultades en soldaduras horizontales, son problema particular de soldaduras verticales y sobre cabeza.

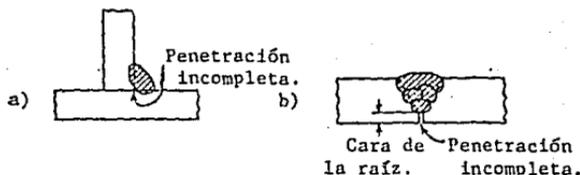
FIG. 3.03-5.



Falta de penetración:

Es la falla del metal base y del metal de aportación para fundirse - en la raíz (Fig. 3.03-6 a y b). Este defecto puede deberse a un mal diseño de la preparación, tal como una dimensión excesiva de la cara de la raíz, una abertura insuficiente en la raíz o un ángulo insuficiente en la preparación, o puede deberse a una técnica inapropiada, como el uso de un electrodo de diámetro excesivamente grande, velocidad excesiva, o corriente insuficiente. La falta de penetración se deberá evitar al máximo, ya que causa concentraciones de esfuerzos bajo cargas y puede ser la causa de grietas debidas a la concentración.

FIG. 3.03-6 a y b.



Porosidad:

Es la presencia de vacíos globulares o bolsas de gas en el metal de soldadura (Fig. 3.03-7). El gas puede quedar atrapado en el metal de soldadura como resultado de una solubilidad reducida al enfriarse la soldadura, o por la formación de gases debido a reacciones químicas. Se debe al uso de corrientes a longitudes de arco excesivo.

FIG. 3.03-7



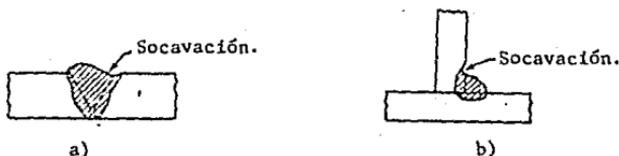
(ver radiografías anexas)

Socavación:

Es quemar excesivamente el metal base (Figs. 3.03-8 a y b). La ten-

dencia a la socavación depende en mayor a menor grado de las características del electrodo y de la posición al soldar; al igual que la porosidad es causada por corrientes y longitudes de arco excesivas. La socavación fácilmente se detecta por inspección visual, puede corregirse depositando metal de aportación adicional después que la superficie se ha limpiado adecuadamente.

FIG. 3.03-8 a y b.



4.- MONTAJE.

a) El montaje debe efectuarse con equipo apropiado, que ofrezca la mayor seguridad posible. En el montaje de nuestra estructura se utilizó una grúa de 25 ton. de capacidad marca Grove; durante la carga, transporte y descarga del material, y durante el montaje, se adaptaron las precauciones necesarias para no producir deformaciones ni esfuerzos excesivos. Si a pesar de ello algunas de las piezas se maltratan y deforman, debe ser en derezadas o repuestas, según el caso, antes de montarlas, permitiéndose las mismas tolerancias que en trabajos de taller.

b) Anclajes:

Antes de iniciar la colocación de la estructura se revisará la posición de las anclas, que habrán sido colocadas previamente, y en caso de que haya discrepancias con respecto a las posiciones mostradas en planos se tomaran las providencias necesarias para corregirlas o compensarlas.

c) Conexiones provisionales.

Durante el montaje, los diversos elementos que constituyen la estructura deben sostenerse individualmente o ligarse entre sí por medio de tornillos, pernos o soldaduras provisionales que proporcionen la resistencia requerida en estas normas, bajo la acción de cargas muertas y esfuerzos de montaje, viento o sismo. Así mismo, deben tenerse en cuenta los efectos

d) Tolerancias.

Se considerará que cada una de las piezas que componen una estructura esta correctamente plomeada, nivelada y alineada, si la tangente del ángulo que forma la recta que une los extremos de la pieza con el eje de proyecto no excede de 1/500.

En vigas teóricamente horizontales es suficiente revisar que las proyecciones vertical y horizontal de su eje satisfacen la condición anterior.

e) Alineado y plomeado:

No se colocarán remaches, pernos ni soldadura permanente hasta que la parte de la estructura que quede rigidizada por ellos este alineada y plomeada.

Para el apriete de la tornillería de las conexiones se tendrá que considerar los efectos del torque o par de apriete, siendo este:

La magnitud del esfuerzo que se aplica por medio de una herramienta (llave) para lograr el apriete necesario requerido por los diferentes grados de resistencia de las piezas.

Si el apriete es excesivo, se lleva al tornillo a su límite de fluencia y enseguida al esfuerzo último de tensión, rompiéndose el mismo o bariéndose las cuerdas. Si el apriete es insuficiente, a la conexión le --

faltarán rigidez, presentándose condiciones que favorecen la fatiga a la vibración.

Los tornillos responden de distinta manera si se les aplica un esfuerzo simple de tensión a que si se les aplica este esfuerzo a través del apriete de la tuerca, pues esta última operación implica también un esfuerzo de torsión, que al combinarse con el de tensión, hará fallar al tornillo por abajo de los valores permitidos de cada esfuerzo en particular.

Al igual que para las soldaduras cuando existen dudas, en juntas importantes de penetración; y en el acero cuando se creen laminaciones en él; en los tornillos se podrá tener duda de su calidad, en cuanto al acero considerado para el diseño de la estructura, por esto existen ensayos mecánicos:

Prueba de tensión:

Se define como la prueba mecánica que se desarrolla aplicando una carga axial medible a una probeta, ya sea maquinada con sus dimensiones completas, hasta causar la ruptura. Es usado como una prueba básica para determinar la resistencia de toda clase de sujetadores, ya que con esta es posible determinar la resistencia máxima a la tensión, resistencia a la cedencia, elongación y reducción de área.

Carga de prueba:

Consiste en la aplicación de un esfuerzo a los tornillos y tuercas con una carga especificada, donde la probeta deberá resistir esta carga sin presentar falla en un tiempo no permanente.

Prueba de dureza:

En un medio para determinar la resistencia a la penetración y es empleada para obtener una aproximación rápida de la resistencia a la tensión. La prueba consiste en aplicar una carga usando un indetador sobre la superficie del material a probar, la resistencia que presenta dicho material al ser penetrado es medida sobre una escala pre-determinada.

Ensayos con partículas magnéticas; consiste en magnetizar las piezas a probar y mediante la aplicación de una luz especial, observar la posible presencia de grietas superficiales.

Las garantías de los proveedores en la compra de acero y tornillos - especificados será el soporte para cualquier aclaración sobre la dudosa ca lidad de los mismos.

Observando, los procedimientos anteriores, podremos garantizar la es tabilidad de la construcción, respetando normas y diseños, al tiempo que - ahorraremos en gastos innecesarios.

El proceder tratando de ahorrar escatimando, en materiales, dejando- las construcciones fuera de lo anterior, será falta de ética profesional - poniendo en riesgo las inversiones ejecutadas y lo que es aún más la vida- de las personas que depositan la confianza en nosotros.

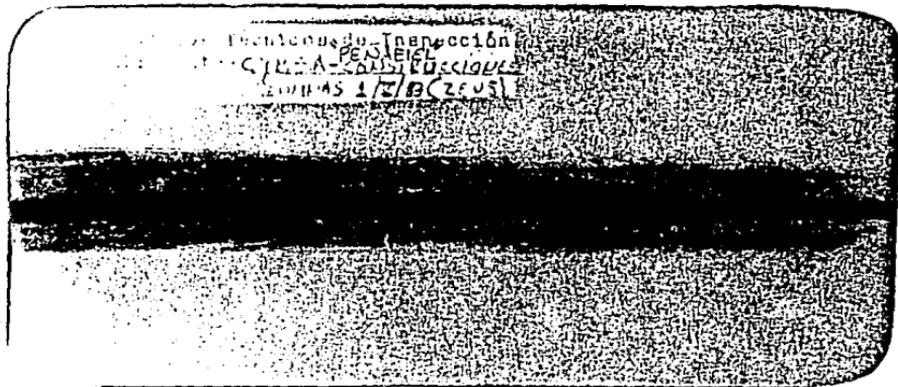
El actuar con ética, hará de nuestra carta de presentación un instru mento de trabajo al futuro.

RADIOGRAFIAS TOMADAS A PATINES DE UNIONES DE PLACAS, SOLDADAS A TOPE, EN ESTRUCTURA DE TIPO MARCO RIGIDO, (EMBOTELLADORA PEÑAFIEL).



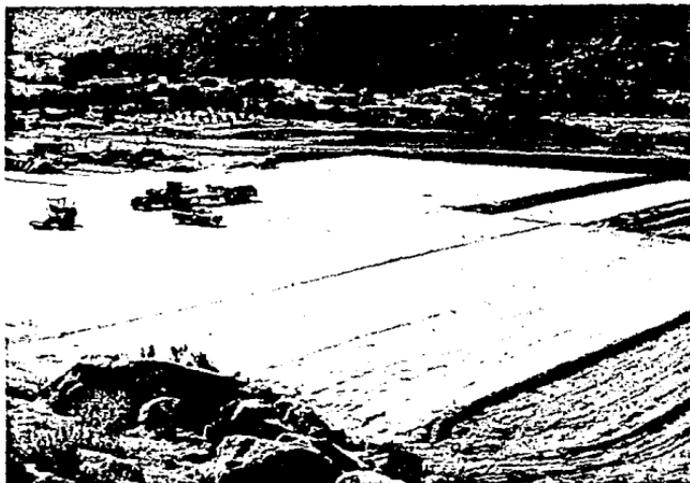
SOLDADURA QUE MUESTRA FALLAS DE POROSIDAD Y FALTA DE FUSION.

Observe: Puntos claros (porosidad) y líneas claras (falta de Fusión) a lo largo de la radiografía.

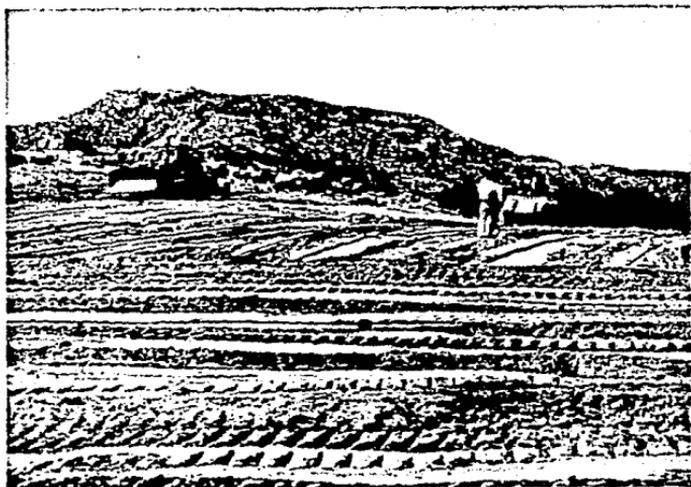


SOLDADURA EN BUENAS CONDICIONES.

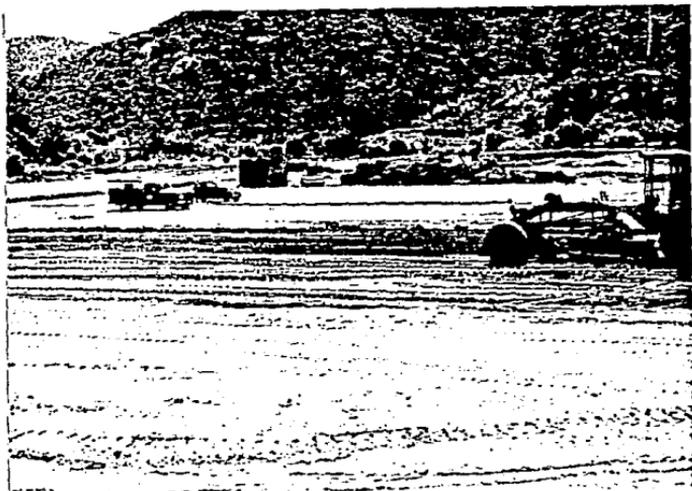
Observe: Una línea oscura a lo largo de la radiografía.



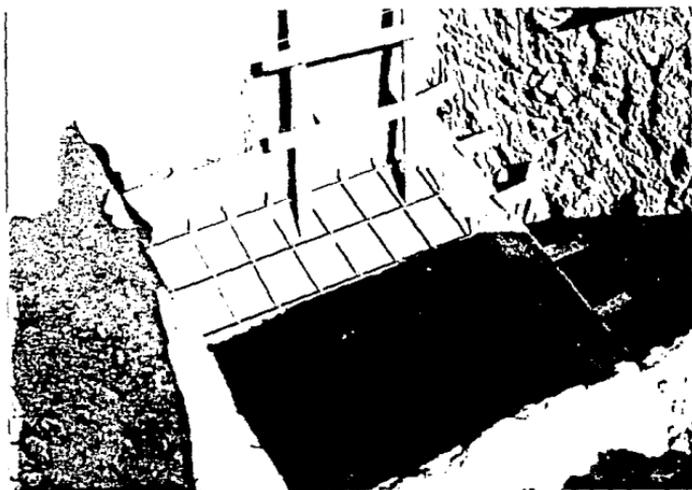
PERSPECTIVA DE PLATAFORMA DE EDIFICIOS.



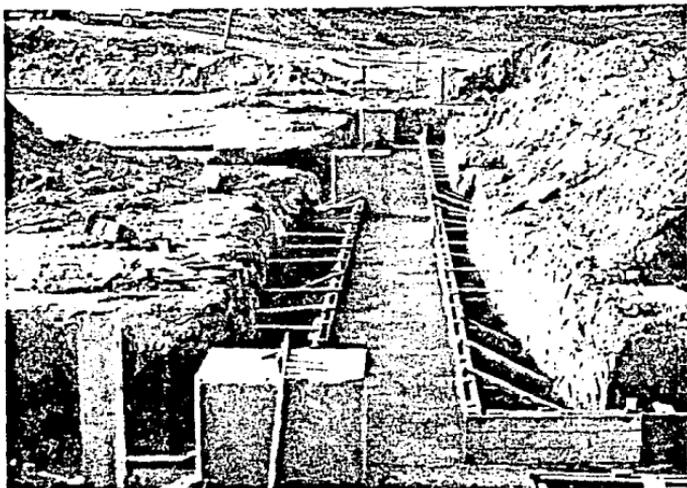
BULLDOZER DE ORUGA Y MOTOESCREPA.



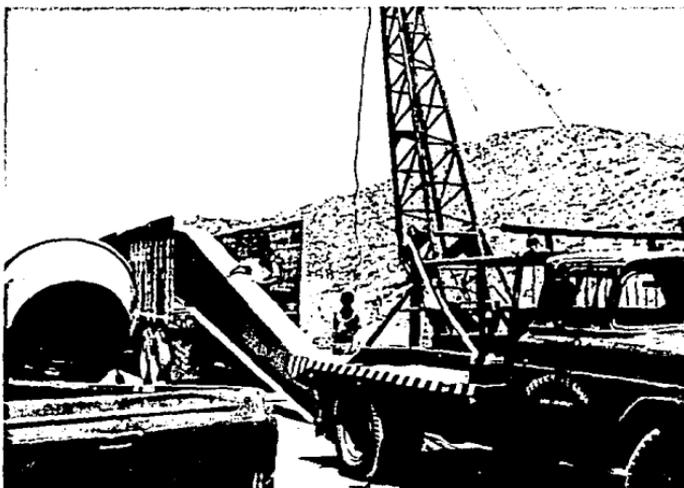
TENDIDO DE MATERIAL CON MOTOCONFORMADORA.



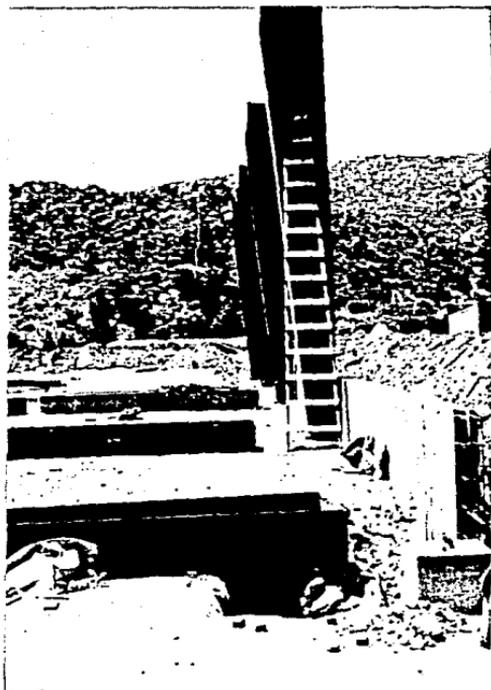
PROCESO DE ARMADO Y CIMBRADO DE ZAPATAS.



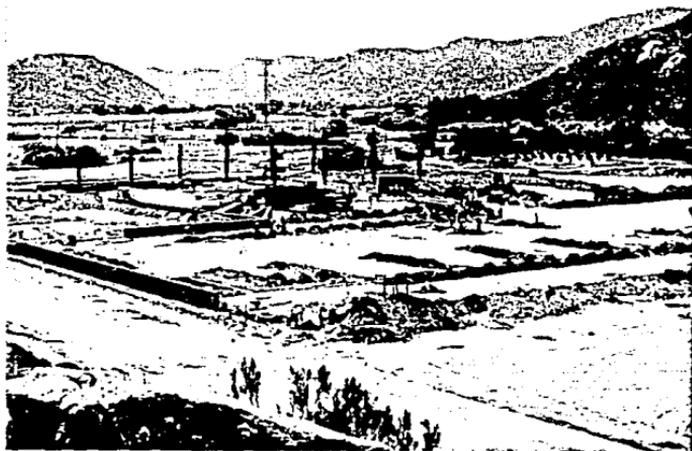
DADOS Y ANCLAS PARA COLUMNAS.



TRANSPORTACION DE ESTRUCTURA.



COLUMNAS DE MARCOS RIGIDOS.



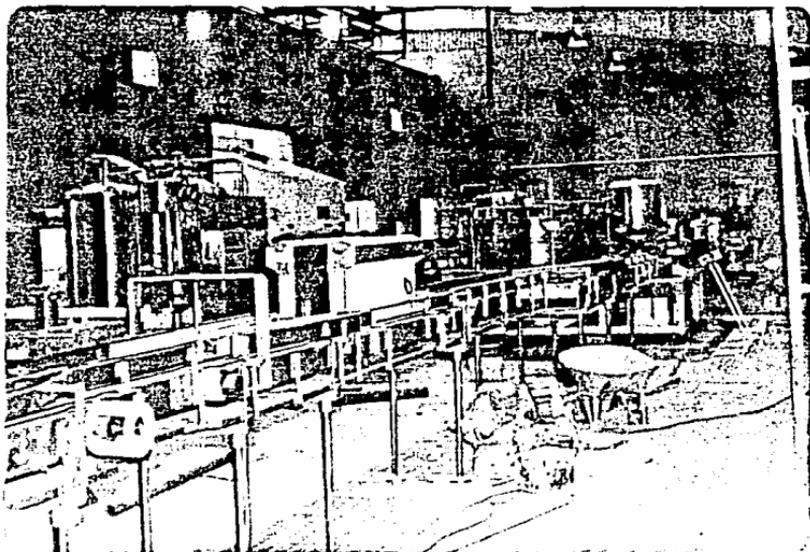
PERSPECTIVA MONTAJE DE COLUMNAS.



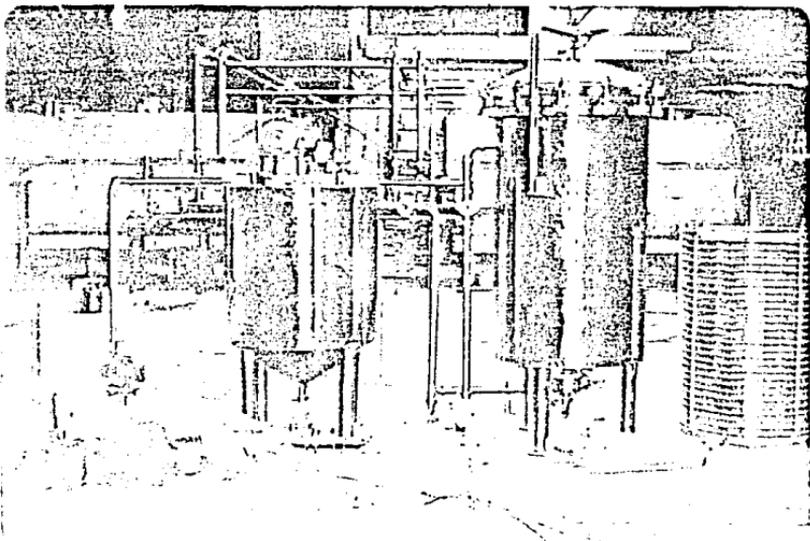
MARCOS RIGIDOS.



EDIFICIO DE ALMACEN.



SALA DE EMBOTELLADO, EDIFICIO DE PRODUCCION.



SALA DE JARABES, EDIFICIO DE SERVICIOS.



ACOMODO DE EQUIPOS EXTERIORES, EDIFICIO DE SERVICIOS, PRODUCCION Y ALMACEN.



INAUGURACION DE LA PLANTA EL 17 DE MARZO DE 1984 POR EL LIC. -----
GOBERNADOR DEL ESTADO DE JALISCO: LIC. ENRIQUE ALVAREZ DEL CASTILLO.

" CONCLUSIONES "

CONCLUSIONES:

Se ha visto que para la elaboración total de un proyecto, existen -- una serie de factores que se tienen que conjuntar de tal forma que todo -- nos lleve a un resultado final, satisfactorio y convincente.

Para la localización y ubicación de una industria de este tipo habrá que contar con los estudios de mercados y de factibilidad económica, mis-- mos que tendrán que asegurar una producción estimada para el consumo regio-- ñal y de exportación a los Estados Unidos de Norteamérica, como se preten-- de.

Por lo tanto los estudios de mercadotecnia y socioeconómicos, son de una importancia vital, para la elaboración de un proyecto puesto que de -- arrojar resultados positivos, es muy probable que una empresa de esta mag-- nitud pueda seguir adelante con la inversión.

Al ser aprobada la inversión, se contacta con una firma de ingenie-- ría que haga estudios de terrenos que cumplan con las características de-- seadas; agua mineral de pozo profundo; accesos fáciles y en buen estado, y calidad en el terreno, adecuado para la construcción de una industria. De modo que la firma de ingeniería contactada tendrá que tener experiencia en industrias de proceso; químicas, transformación, etc...

La información técnica es uno de los eventos más importantes por lo-- que el inversionista o productor tendrán que formar un equipo con la firma de ingeniería. Los organigramas de las dos partes son clave para una bue-- na comunicación y entendimiento.

El anteproyecto para la elaboración de una ingeniería de detalle nos llevará a formar ciertas relaciones tentativas de planos, de tal forma que ocuparemos una fuerza de personal adecuada y suficiente para el desarrollo de la ingeniería de detalle y así lograr conseguir un proyecto definitivo, pudiendo hacer un programa de elaboración de ingeniería de detalle y cuan--

tificación de horas-hombre requeridos.

Los listados de equipos y características físicas; necesidades de operación; administrativas; de producción; almacenes y servicios nos llevarán a determinar las formas arquitectónicas tanto en planta como en alzados, puesto que se contarán con áreas mínimas requeridas. Los diagramas de flujo de producción y servicios serán también armas indispensables para la consecución de lo anterior descrito.

Encontramos que uno de los puntos más importantes a desarrollar durante el proyecto es la determinación de los niveles de pisos terminados, los que estarán regidos por dos puntos definitivos para ello:

- a) Pendiente mínima de drenaje.
- b) Mejoras al terreno.

La pendiente mínima en los drenajes es muy importante para este tipo de industria por la gran cantidad de agua que se maneja, la cual deberá tener en sus drenajes pendientes adecuadas para evitar problemas de inundaciones y buen desasolve de los mismos, al caso de tener que pensar en levantar plataformas de edificios para lograrlo en caso que el punto de salida de nuestros drenajes nos obligue a ello o bien en estaciones de bombeo.

Las mejoras al terreno dependerán necesariamente de estudios preliminares de mecánica de suelos, donde nos muestren las características geológicas tanto del suelo como del subsuelo, para así llegar a una determinación de alcances de obra de infraestructura al grado de llegar a desechar materiales del terreno, o poderlos aprovechar si los estudios lo permiten, además de que ellos nos darán datos necesarios para un adecuado diseño estructural de nuestros edificios. De esta forma concluimos que los estudios de mecánica de suelos son necesarios como apoyo y que deberemos de tenerlos siempre para cualquier construcción, puesto que garantizarán la buena estabilidad de nuestras inversiones y que si los comparamos y prorratamos del costo total de cualquier obra su desembolso es mínimo.

Al lograr la determinación y aprobación del proyecto, tanto en un -- plano maestro, donde tendremos involucrados; diseños arquitectónicos de -- edificios, niveles de pisos terminados, pendientes de drenajes, trayecto-- rías de los mismos, mejoras al terreno, acomodos de equipos, etc... llegaremos al punto final de una ingeniería de detalle, y que son los cálculos-- de cada área tanto civil, como mecánica y eléctrica, siendo esto la estruc-- turación del proyecto concebido con anterioridad y estudiado entre el pro-- ductor y la firma de ingeniería, y que de los cuales dependerán los costos del proyecto en su fase de construcción, por lo que un buen diseño estructural, eléctrico y mecánico, nos llevará a optimizar la inversión, que al final de cuentas el ahorro en ello es primordial para el inversionista.

Por lo que a los cálculos estructurales de nuestros edificios de ser vicios, producción y almacenes proyectados en estructura metálica del tipo marco rígido podremos concluir lo siguiente:

Los programas computarizados avalados por un buen diseño y respaldados con todas las normas vigentes de ingeniería son de gran utilidad para el cálculo estructural puesto que se puede obtener una propuesta casi inme diatamente al grado de que en poco tiempo se puede optimizar al máximo el diseño.

El contar con un computador que cubra las necesidades de una empresa prestadora de servicios es definitiva.

Por lo que se refiere a la estructura metálica marco rígido, vemos -- que:

a) Los contravientos tienen como función rigidizar lateralmente al conjunto y transmitir las cargas horizontales de la cubierta a los muros -- laterales allí mediante un contraventeo vertical, o contramarcos según el caso, transmitiran las cargas a la cimentación. El haber contraventeado -- dos entre ejes por nave es suficiente dado que las deflexiones son peque-- ñas y son debidas a cargas accidentales.

Las fuerzas de viento producidas por el empuje de este en las cabeceras se transmiten de la lámina al larguero el cual a su vez lo manda a la columna de viento (independiente del marco) misma que en su parte superior se apoya en un monten doble llamado "Strut" (puntal), y que esta contraventeado con acero redondo o ángulos.

Este contraventeo junto con los puntales forma una armadura horizontal y se apoya en los contraventeos verticales y/o contramarcos y que se empotran en el terreno.

b) Las fuerzas de sismo se transmiten a través de la lámina a los largueros, estos a los marcos y estos a su vez a los puntales, para que estos los hagan llegar a los contravientos horizontales de la cubierta al -- resto al igual que el punto a).

c) Dado que el contraviento es un elemento más rígido que los marcos en el sentido normal al plano del marco, los contravientos, puntales y riostras forman un sistema de arriostamiento lateral para el marco. Las riostras nos sirven para dar arriostamiento lateral al patín de compresión esta deberá llegar a la unión del alma con el patín y no al alma de la trabe. No son atiesadores del alma ya que no requiere atiesadores intermedios.

d) Sobre los apoyos de los marcos concluimos que sean del tipo articulado para tan sólo transmitir cargas verticales y cargas horizontales a la cimentación de tal forma que las anclas se colocan dentro de los patines del marco y al centro del alma para que no tengan oportunidad de transmitir momento (apoyo articulado) entre el marco y la zapata.

c) El diseño para los tipos de juntas es indispensable puesto que pueden ser remachados, atornillados o soldados por lo que recomendamos --- sean atornillados puesto que la soldadura en campo deberá de tener un control de calidad estricto, en cambio los tornillos no, aunque en estos deberá de comprobarse su calidad, apriete, etc....

Para elaborar un presupuesto deberemos de contar con las cantidades de obra, resultado de los planos de la ingeniería de detalle y así poder generar conceptos, para llevar a cabo un análisis de precio unitario, siendo este el valor de servicios o un bien que recibe el constructor o contratista por unidad de obra ejecutada y que esta dividido de acuerdo a especificaciones y alcances de trabajos establecidos y que comprende el pago del total de erogaciones que se hayan efectuado, así como la utilidad o ganancia a que se tiene derecho y que al final de cuentas es por lo que se trabaja por el servicio o bien prestado. De esta manera podremos concluir -- que un buen análisis de precio unitario es la carta de presentación en un presupuesto del constructor además de ser su propio proceso administrativo de la obra.

El escoger los métodos constructivos adecuados en una obra, nos llevarán a tener la seguridad de un buen término de la misma, siempre y cuando estén plenamente supervisados, además de poder tener ahorros considerables en las erogaciones de nuestro trabajo realizado, por lo tanto la buena dirección, supervisión y administración de una obra deberán ser establecidas primeramente con los organigramas que son la parte de estructuración y que contendrán los puestos que varían rara vez para indicar las dependencias jerárquicas de los mismos y por consiguiente a un puesto sólo se le deben encomendar tantas funciones como sea capaz de desarrollar, por lo -- que el presupuesto superior debe poder vigilar el trabajo de sus subordinados. El superior deberá de convencerse continuamente, bien por inspección ocular o valorando las partes; sobre el tiempo y magnitud de los trabajos ejecutados y poder tener el criterio si se esta actuando correctamente. -- Por lo anterior todo supervisor, sea el superintendente general de la obra, el residente, los ingenieros auxiliares, los sobrestantes, etc., tendrán -- que conocer el trabajo de sus subalternos, por lo que el número de colaboradores que se le pueden subordinar será tal que puede dirigirlos y supervisarlos con eficiencia.

Por todo lo anterior estaremos seguros de llevar a un buen término -- el desarrollo de un proyecto de tales características, en la forma de ase-

gurar al inversionista un buen soporte a las erogaciones llevadas a cabo - por él, solo quedando en sus manos la capacidad de recuperar su inversión - por medio de la producción, misma que dependerá de las ventas, por lo que el respaldo de un buen manejo administrativo es de primera necesidad para toda línea de producción y en sí para cualquier actividad a desarrollar.

" BIBLIOGRAFIA "

BIBLIOGRAFIA:

- APUNTES DE ALCANTARILLADO
Ing. Guillermo García Rodríguez
Universidad Autónoma de Guadalajara

- ANALISIS ESTRUCTURAL.
A. Ghali y A.M. Neville
Editorial Diana
Primera Edición, 1983.

- ORGANIZACION DE LA EMPRESA CONSTRUCTORA
G, Dressel

- ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS.
Ing. Abel Lara,
Cámara Nacional de la Industria de la Construcción.

- ANALISIS ESTRUCTURAL.
Enfocado a la resolución de marcos por computadora.
Métodos de las rigideces,

- REGLAMENTO DE LAS CONSTRUCCIONES DE CONCRETO REFORZA
ZADO (ACI-318-77) Y COMENTARIOS.
Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, A.C.

- ULTIMAS RESTRICCIONES DE COLUMNAS DE CONCRETO REFOR-
ZADO.
Dr. Noel J. Everard
Edward Cohen
ACI, (Instituto Americano del Concreto).

- DISEÑO Y CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS METALICAS.
Normas Técnicas Complementaria del Reglamento
de Construcciones para el Distrito Federal.
Instituto de Ingeniería.
U.N.A.M.

- CATALOGO DE TUERCAS Y TORNILLOS.
Grupo Rassini Rheem
Ing. Alejandro Viedma Flores
Ing. Fernando Meza Magallanes
Primera Edición, 1983.

- DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO.
Bresler, Lin y Scalzi
Editorial Limusa.