

UNIVERSIDAD AUTONOMA DE  
BAJA CALIFORNIA

---

---

ESCUELA DE INGENIERIA  
UNIDAD ENSENADA

PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUA RESIDUAL  
DE BAJO COSTO

T E S I S

Que para obtener el título de :  
INGENIERO CIVIL

Presenta :  
AYAX RANGEL ARENAS



Ensenada, Baja California

Octubre 1997

“ PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUA RESIDUAL DE BAJO COSTO “

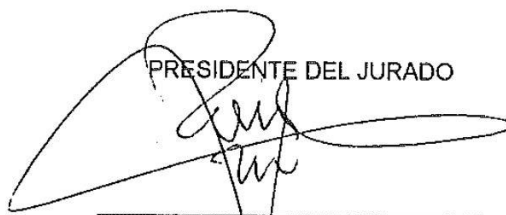
TESIS

QUE PRESENTA :

AYAX RANGEL ARENAS

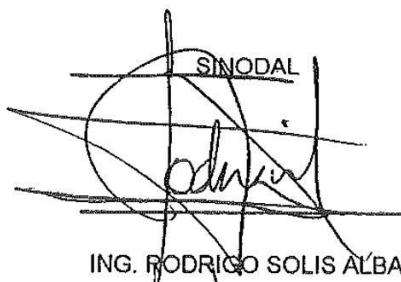
APROBADA POR :

PRESIDENTE DEL JURADO



ING. OSWALDO RIVAS PAYA

SINODAL



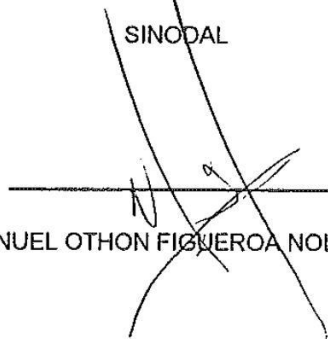
ING. RODRIGO SOLIS ALBA

SINODAL




ING. JOEL HERNANDEZ BLANKET

SINODAL



ING. MANUEL OTHON FIGUEROA NOLASCO

SINODAL



OC. BERNARDO PRIMITIVO FLORES BAEZ

ESTE TRABAJO ESTA DEDICADO A LA PERSONA MAS ESPECIAL EN MI VIDA,  
QUE HA SACRIFICADO TODA SU VIDA PARA DARME LO MEJOR.

**A MI MADRE.**

GRACIAS POR SER UN BASTION EN MI VIDA.

SE FUERTE, DAME OTRA LECCION DE TU GRAN VALOR.

A MI PADRE , HERMANA  
Y EN ESPECIAL A ADRIAN FLORES RANGEL.

GRACIAS SOBRINO POR HABERME DEJADO TERMINAR MI TRABAJO.

A MAMA ANA Y TIA MARI.

POR ESTAR SIEMPRE CONMIGO CON AMOR Y TERNURA.

AL C.P. ALEJANDRA GUERRERO AMARO.

SE QUE ESTE LOGRO SIGNIFICA TANTO PARA TI COMO LO SIGNIFICA PARA MI.  
GRACIAS POR TU AMOR Y AMISTAD.

AL ING. RODRIGO SOLIS ALBA.  
POR HABER CONFIADO EN MI Y TENERME LA PACIENCIA NECESARIA.

AL ING. OSWALDO RIVAS PAYA.  
POR SU AYUDA INCONDICIONAL PARA LA REALIZACION DE ESTE TRABAJO.

AL ING. GUSTAVO MORALES NAVA.  
POR SU AYUDA PARA LOS CALCULOS ESTRUCTURALES.

AL ING. MANUEL OTHON FIGUEROA.  
POR SU AMISTAD Y CONSEJOS PROFESIONALES A LO LARGO DE MIS  
ESTUDIOS Y TESIS.

AL ING. MARIA LUISA VELEZ FLORES.  
POR SU AYUDA EN LA ORTOGRAFIA, REDACCION Y AMISTAD BRINDADA.

A TODOS MIS MAESTROS  
QUE ME ENSEÑARON A QUERER ESTA PROFESION.

A TODOS MIS PRIMOS (AS), TIOS (AS) Y ABUELOS (AS).

INDICE .-

		Página.
1.-	Introducción. -----	1
1.1	Antecedentes -----	2
2.-	Objetivo -----	4
3.-	Datos básicos. -----	4
3.1	Localización -----	4
3.2	Localidades. -----	4
3.3	Clima. -----	6
3.4	Población de proyecto ----->	8
4.-	Gastos de diseño. -----	11
4.1	Dotación. -----	11
4.2	Aportación. -----	12
4.3	Gastos de diseño. -----	14
4.3.1	Gasto medio. -----	14
4.3.2	Gasto máximo. -----	14
4.3.3	Gasto de proyecto. -----	14
4.4	Proyección de cobertura de la planta de tratamiento -----	14
5.-	Ventajas ----->	18
6.-	Características del agua residual. ----->	19
	Diagrama de flujo del sistema. ----->	22
	Perfil hidráulico. ----->	23
7.-	Diseño hidráulico - sanitario. ----->	24
7.1	Pretratamiento. ----->	24
7.1.1	Parámetros y diseño del tanque desarenador. ----->	26
7.1.2	Canal de cribado. -----	27
7.1.3	Vertedor proporcional -----	28
7.2	Cárcamo de bombeo. ----->	32
7.2.1	Parámetros y diseño del cárcamo de bombeo. ----->	32
7.2.2	Selección del equipo de bombeo. ----->	34
7.2.3	Línea del sistema. ----->	35
7.3	Caja repartidora de flujo. ----->	38
7.3.1	Parámetros y diseño de la caja repartidora de flujo. ----->	38
8.-	Reactor anaeróbico. -----	40
8.1	Producción de lodos -----	42
8.1.1	Aplicación de la digestión anaerobia en el agua residual ----->	42
8.1.2	Factores ambientales -----	44
8.1.3	Reactor anaeróbico UASB ----->	46
8.2	Diseño del reactor anaeróbico UASB ----->	49
8.3	Cloración -----	55

9.-	Cálculos estructurales.	----->	56
9.1	Diseño estructural del desrenador.	----->	58
9.2	Diseño estructural del cárcamo de bombeo.	----->	64
9.3	Diseño estructural de la caja repartidora de flujo.	----->	78
9.4	Diseño estructural de vigas y columnas de los marcos del reactor	----->	80
	Predimensionamiento de vigas y columnas		
	Vigas	----->	82
	Columnas	----->	83
	Análisis de carga gravitacional.	----->	85
	Análisis sísmico.	----->	88
	Análisis con carga sísmica.	----->	90
	Momentos de diseño.	----->	94
	Diseño de la viga crítica del marco #1, sentido x.	----->	95
	Diseño de la columna crítica marco #1.	----->	99
	Diseño de zapatas de cimentación.	----->	111
	Marco #2, sentido x.	----->	116
	Análisis por carga gravitacional y carga sísmica.	----->	118
	Diseño de la viga crítica del marco #2, sentido x.	----->	122
	Diseño de la columna crítica marco #2.	----->	124
9.5	Andador.	----->	127
9.6	Muro perimetral.	----->	128
9.7	Trabe para bordo libre perimetral.	----->	128
	Notas generales para el armado del acero de refuerzo.	----->	129
9.8	Taludes del reactor anaeróbico	----->	130
10.-	Costos	----->	139
11.-	Conclusión	----->	150
	Bibliografía.	----->	151

## 1.- INTRODUCCION.

En el devenir de la humanidad queda plenamente demostrado que para vivir y desarrollarse, las grandes culturas se asentaron en los lechos de los rios, lagos, litorales, etc.; lo cual significa que el agua es el elemento vital, México no ha quedado fuera de este contexto, y es bien sabido que las principales culturas mexicanas se han asentado donde hay recurso hidráulico.

México es un país que debido a su topografía y extensión territorial, cuenta con distintos climas, que van desde tropicales hasta desérticos, y esto hace que esté estrechamente ligado a la precipitación pluvial.

El estado de Baja California debido al clima semidesértico no cuenta con el suficiente recurso hidráulico, pero éste no ha sido obstáculo para el desarrollo de sus poblaciones que se encuentran en este estado.

En el pasado como en el presente, la escasez de agua no ha limitado el progreso de algunas poblaciones del país, solo se han tenido que desarrollar métodos, sistemas, suministro y demás conceptos ingeniosos para poder tener este recurso tan indispensable. Tal es el caso de estados como :

Baja California.  
Coahuila.  
Sonora.  
Nuevo León.

Hay que tomar en cuenta que en Baja California no llueve con frecuencia. Sumado que en el estado no existe ningún río permanente ( excepto el río Colorado), sino que son solo arroyos que en determinadas épocas del año tienen caudal. Esto limita más la obtención del recurso, teniendo que desarrollar obras de gran magnitud y costo para dar la dotación de agua a los habitantes de la región, algunas de estas obras son :

Construcción de presas de almacenamiento.  
Acueductos de grandes dimensiones, en cuanto a diámetro y longitud.  
Pozos profundos para explotar acuíferos.  
Redes de agua potable, tanto en poblaciones urbanas como en poblaciones rurales.  
Tanques de almacenamiento.  
Distritos de riego.  
Canales a cielo abierto.

El agua está considerada un recurso natural inagotable, esto se demuestra en el ciclo hidrológico, pero la realidad es que cada vez es más difícil y costoso encontrar la forma de obtener el recurso. Esto se debe a que, por los cambios climáticos, que han ocasionado una de las peores sequías en los últimos años, uso indiscriminado de acuíferos, no recarga de los mismos y/o contaminación de acuíferos, crecimiento de la población y sobre todo una mala cultura del agua.

Toda el agua que es utilizada, en actividades domésticas, agrícolas, industriales,; es desalojada al medio ambiente en cauces de ríos, litorales, o al terreno y por consiguiente, infiltración a los acuíferos. Además de los problemas de contaminación del ecosistema, problemas de salud, degradación de la zona, la modificación del ciclo hidrológico al regresar a la naturaleza agua contaminada.

En un estado como el nuestro donde hay evidente escasez de recurso hidrológico, el no tratar agua residual, representa que cada vez se vaya agotando más.

La población en general se encuentra renuente a la utilización de agua residual, aunque está comprobado que de un buen tratamiento, el efluente obtenido es de una buena calidad para, la industria, riego, recarga de acuíferos, inclusive en algunas ocasiones " depende del grado de tratamiento " para uso doméstico. Esta mala reputación del agua tratada es debido a la falta de información y difusión, principalmente en las escuelas y facultades, donde en México no se ha promovido esta rama de la ingeniería.

En Baja California se cuenta con plantas tratadoras de agua residual, pero estas solo están en las cabeceras municipales (1). Estos sistemas tienen un considerable costo económico, y el agua tratada es tirada igual al medio ambiente sin un reuso. Eso provoca una gran pérdida económica además de que se está tirando el recurso hidrológico, que es escaso y costoso de obtener.

### **1.1.- ANTECEDENTES.**

Existe un gran déficit de plantas de tratamiento de aguas residuales y por consiguiente esto trae como consecuencia la contaminación del medio ambiente, y focos de infección para la población, por tener principalmente que descargar principalmente el agua residual al medio ambiente (2).

El constante crecimiento de las poblaciones rurales hace indispensable contar con un sistema para tratar y reusar el agua. El problema no estriba en la tecnología que se emplea en elaborar estos sistemas, sino que para construir este tipo de sistemas se requiere de gran inversión.

Debido a la época de crisis que se vive actualmente a nivel nacional, los recursos se destinan primero al abastecimiento de agua potable, alumbrado público, pavimentación, alcantarillado sanitario, dejando al último lo que es el saneamiento de las aguas y casi nunca el reuso de esta agua tratada (3).

La gran cantidad de poblaciones rurales existentes están creciendo a un ritmo acelerado (4), y es necesario que cuenten con los servicios de agua potable. Lo cual ya se está haciendo, pero hay que tener la idea de no solamente usar el agua si no de tratarla y volverla a usar.

Debido a lo costoso de la construcción, operación y mantenimiento de los sistemas convencionales (sistemas aeróbicos), además de la susceptibilidad a las variaciones de cargas orgánicas, resultan una solución muy cara.

Investigaciones recientes han demostrado la efectividad de los sistemas ANAEROBIOS, muy al contrario de lo que se tenía pensado anteriormente (5).

Diseños experimentales de reactores anaerobios en países de Sudamérica y Holanda han desarrollado un reactor de dimensiones pequeñas, y de bajo costo que ha demostrado un óptimo funcionamiento bajo climas similares al de nuestro estado. (6) La elección del tipo de sistema para este proyecto se eligió en base a estos diseños experimentales, pero el reactor diseñado para esta proyecto cuenta con algunas modificaciones con el objeto optimizar el funcionamiento y depuración del agua a tratar. Este proyecto está diseñado para tratar agua residual doméstica común, aunque puede recibir aguas residuales con altos contenidos orgánicos.

En la actualidad existen diversos métodos de tratamientos de agua residual, entre los más usados están los:

Métodos físicos.

Métodos químicos.

Métodos biológicos.

Los métodos físicos son un auxiliar de los métodos biológicos, pero no proporcionan un tratamiento efectivo si son manejados solos. "Estos sistemas se utilizan para sedimentar arenas y sólidos suspendidos que se asientan en un lapso de tiempo". Los diseños más solicitados son los biológicos, estos se dividen en sistemas aeróbicos y sistemas aneróbicos, los primeros consisten en la degradación (oxidación) de la materia orgánica por medio de microorganismos que utilizan oxígeno para este fin. Los segundos también oxidan la materia orgánica, pero la diferencia es que los microorganismos anaerobios no ocupan oxígeno. Para tener un óptimo tratamiento del agua residual es necesario ocupar la combinación de dos o más métodos, tomando en cuenta las condiciones económicas, geológicas y técnicas del lugar en particular. La proyección de la planta será de 8 años, así lo recomienda el banco mundial para proyectos de este tipo. (7)

## 2.- OBJETIVO.

El objetivo principal de esta planta es la de proporcionar un tratamiento al agua sin ningún consumo de energía, cero equipo electromecánico, una estructura de fácil construcción, poco mantenimiento tanto económico como en tiempo, mínima producción de lodos de desecho.

## 3.- DATOS BASICOS.

### 3.1.- Localización.

El estado de Baja California se localiza en las siguientes coordenadas :

Coordenadas	Norte 32°43'
(7)	Sur 28°00' de latitud Norte
	Este 112°47'
	Oeste 117°07' de longitud Oeste

### 3.2.- Localidades.

En el estado se cuenta con más de 100 poblaciones pequeñas y medianas, de las cuales para el proyecto se tomaron en cuenta solamente 50 poblaciones que están distribuidas en todo el estado y que van desde 1000 hasta 11000 hab.

Estas poblaciones son principalmente agrícolas, ganaderas y pesqueras. Gran número de estas poblaciones se les están instalados los servicios de agua potable y electricidad.

Conforme a los datos de la CONEPO ( 1980-1990 ) que es el órgano oficial del estado para estadística de población . Se tomó en cuenta la tasa de crecimiento anual para el estado de B.C. que es de 3.58%.

En la tabla 1 se muestra la densidad de población de poblados tomados en este estudio y el municipio donde se encuentran ubicadas (8). Para este estudio no se tomaron en cuenta las poblaciones de menos de 1000 hab., tampoco las poblaciones con más de 15000 habitantes, estas poblaciones se tendrán que tomar en casos especiales para su estudio y posterior saneamiento.

TABLA 1 POBLACIONES RURALES CON MAS HABITANTES EN EL ESTADO DE B.C.

MUNICIPIO	LUGAR	POBLACION (miles de hab)	MUNICIPIO	LUGAR	POBLACION (miles de hab)
Ensenada			Tijuana		
	Camalú	3823		La Joya	8884
	Emiliano Zapata	1444		Matamoros	3476
	Fco Zarco(Guadalupe)	2625		Primo Tapia	2056
	Isla Cedros	2696		Rosarito	23067
	Lázaro Cárdenas	7061		San Luis	4889
	Lázaro Cárdenas	1565			
	( Valle de la Trinidad )				
	Nac. Sánchez Taboada	1496			
	Porvenir (Guadalupe)	1218			
	Maneadero	11060			
	El Rosario	1645			
	San Quintin	2899			
	San Vicente	2547			
	Sauzal	6175			
	Vicente Guerrero	5661			
	Zorrillo	3684			
Mexicali					
	Alberto Oviedo Mota	6279			
	Benito Juárez (Ticolote)	4242			
	Chiapas	1354			
	Ciudad Morelos(Cuervos)	6031			
	Coahuila	5349			
	Colima	1241			
	Delta (est Delta)	5040			
	Durango	1184			
	Guadalupe Victoria	10816			
	(Benito Juárez)				
	Guerrero	1692			
	Hermosillo (C.D.)	4974			
	Islas Agrarias "A"	1330			
	Jiquilpan	1196			
	Lázaro Cárdenas	1608			
	Michoacan de Ocampo	2659			
	Nuevo León	3073			
	Paredones	3510			
	Puebla	5240			
	San Felipe	9623			
	Sta Isabel	5624			
	Vicente Guerrero	3489			
	(Algodones)				
Tecate					
	Alamo Bonito	40240			
	Ejido Nva. Col. Industrial	1375			
	Luis Echeverría(Hongo)	1139			
	Rosa de Castilla	1387			
	Valle las Palmas	1511			

Nota : las poblaciones con azul no se tomaron en cuenta para el proyecto.  
 Datos obtenidos del XI censo de población y vivienda 1990 INEGI

### 3.3.- Clima.

El clima es muy variado en el estado, esto debido a la topografía y a la extensión territorial. La tabla 2 y 3 es un muestreo de climas de diferentes estaciones climatológicas ubicadas en distintas partes del estado.(9)

**TABLA 2** Temperatura media anual para los municipios, según muestreos de estaciones climáticas en el Estado ( Datos proporcionados por C.N.A. )

Municipio	Temp. Media anual (grados centígrados)	Clima
Ensenada	15° - 20°	Clima templado subtipo húmedo
Tijuana	14° - 22°	Clima templado subtipo húmedo
Tecate	14°	Clima semiseco subtipo templado
Mexicali	20°- 22°	Clima muy seco subtipo cálido

TABLA 3

## CLIMA PROMEDIO ANUAL DE BAJA CALIFORNIA

Datos de CNA promedios desde 1948 - 1970,1980,1991.

Municipio	Estación	Lugar de incidencia	T min Temp.	T med en grados centigrados	T max
Ensenada					
	Ensenada	Sauzal	2.3	16.9	37
	S. Vicente	S.Vicente	-2.4	17.2	41.9
	Porvenir	El Porvenir	1.96	17.1	32.3
	Valle de la trinidad	Lázaro Cárdenas	-7.8	16.2	43
	Col.Vicente Guerrero	Lázaro Cárdenas	-0.5	15	34.3
	El Rosario	El Rosario	0	17.8	39
	Isla de Cedros	Isla de Cedros	9.3	20.21	34.2
Tecate					
	El Hongo	Luis Echeverría	-4	14.2	35.8
Tijuana					
	Planta de Rosarito	Rosarito	3.15	17	30
	Tijuana	Tijuana	1.5	16.6	35.5
Mexicali					
	Sta Isabel	Sta Isabel	-9	10.25	37
	Delta	Delta	-1.2	22	49
	San Felipe	San Felipe	1	21.5	44
	Col Juárez	Benito Juárez	-1.4	21	45
	Mexicali	Mexicali	-2.03	22	44

TABLA 3 - 1

## DIFERENTES TIPOS DE CLIMA EN EL ESTADO DE B.C.

Clima Semiseco, BS

Subtipo templado ; Temperatura media anual entre 12 y18 grados ; verano fresco, regimen de lluvia en invierno y algo extremoso.

Clima muy seco o desertico, BW

Subtipo templado ; Temperatura media anual entre 15 y18 grados ; verano fresco, regimen de lluvia en invierno, algo extremoso y nieblas frecuentes.

Subtipo semicálido ; Temp. media anual 18 - 22 grados, verano fresco que se extiende en la base de las montañas a altitudes menores de 800 mnsn y regimenes de lluvia.

Subtipo cálido ; Temp, media anual de 22 grados, regimen de lluvias en invierno y extremoso.

Clima templado, CS

Subtipo humedo ; Lluvias en invierno, clima mediterráneo. verano cálido y algo extremoso.

Subtipo humedo ; Lluvias en invierno, con verano fresco y algo extremoso, se encuentra sobre las laderas de la sierra de Juarez y S. Pedro Mártir.

Sub tipo humedo ; Lluvias en invierno semifrío con temp. 5 - 12 grados verano fresco, se localiza a alturas superiores de 2000 msnm.

### 3.4.- Población de proyecto.

La población de proyecto se calculó en base a las 50 localidades de estudio. Con esas localidades, se dividió en tres intervalos de poblaciones.

- (a) Poblaciones de 1000 - 5000 hab.
- (b) Poblaciones de 5000 - 8000 hab.
- (c) Poblaciones de 8000 - 11000 hab.

De cada intervalo se dividieron en subintervalos de cada mil habitantes, y en cada sub-división se obtuvo el número de poblaciones que tienen cada población desde 1000 a 11000, haciéndolo de mil en mil habitantes.( tabla 4 )

Después se calculó la media aritmética ponderada para cada intervalo de población, ver ( tabla 4 -1, tabla 4 - 2, tabla 4 - 3, tabla 4 - 4 ). Por último, según recomendaciones del Banco Mundial que marca proyectar poblaciones de 6 a 8 años, con la tasa media anual de crecimiento para Baja California del 3.58% (10) y con los tres promedios de poblaciones "según número de habitantes" .

Se calculó la proyección a ocho años para cada intervalo de población.(tabla5 ).

TABLA 4

**MAGNITUD DE POBLACIONES EN EL ESTADO**

Cantidad de habitantes		Número de poblaciones
1000 - 5000	→	32
5000 - 8000	→	9
8000 - 11000	→	4

**CALCULANDO LA MEDIA ARITMETICA PONDERADA PARA CADA INTERVALO DE POBLACION**

TABLA 4 - 1 Intervalo de población # 1

	1000-2000	2000-3000	3000-4000	4000-5000
1	1444	2625	3823	4242
2	1565	2696	3684	4974
3	1496	2899	3073	4889
4	1218	2547	3510	
5	1645	2659	3489	
6	1126	2056	3476	
7	1354			
8	1241			
9	1184			
10	1692			
11	1330			
12	1196			
13	1608			
14	1375			
15	1139			
16	1387			
17	1511			
Media	1383	2580	3509	4702
Media ponderada	2317			

TABLA 4 - 2 Intervalo de población # 2

	5000-6000	6000-7000	7000-8000
1	5661	6175	7061
2	5240	6279	
3	5624	6031	
4	5349		
5	5040		
Media	5383	6162	7061
Media ponderada	5829		

TABLA 4 - 3 Intervalo de población # 3

	8000-9000	9000-1000	10000-11000
	8884	9263	10816
			11060
	8884	9263	10938
	10006		

TABLA 4 - 4

<b>MEDIA DE LAS POBLACIONES ESTUDIADAS</b>			
Intervalo Pob. # 1	2317 hab.	⇒	2500 hab.
Intervalo Pob. # 2	5829 hab.	⇒	6000 hab.
Intervalo Pob. # 3	10006 hab.	⇒	10200 hab.

**TABLA 5 TASAS DE CRECIMIENTO POBLACIONAL (CONEPO) 1980-1990**

Municipio y Estado	Tasa de crecimiento (%)		
	Natural	Social	General
Ensenada	2.29	1.82	4.11
Mexicali	2.43	-0.73	1.70
Tecate	2.3	3.21	5.51
Tijuana	2.2	2.86	5.06
B.C.	2.29	1.29	3.58

**TABLA 5 - 1 TABLA 5 - 2 TABLA 5 - 3  
PROYECCION DE CRECIMIENTO PARA EL 2004 DE LAS POBLACIONES DE PROYECTO**

Población 1		Población 2		Población 3	
Año	Población ( hab. )	Año	Población ( hab. )	Año	Población ( hab. )
1990	2500	1990	6000	1990	10200
1991	2590	1991	6215	1991	10565
1992	2683	1992	6437	1992	10943
1993	2779	1993	6668	1993	11335
1994	2878	1994	6906	1994	11741
1995	2981	1995	7154	1995	12161
1996	3088	1996	7410	1996	12597
1997	3199	1997	7675	1997	13048
1998	3313	1998	7950	1998	13515
1999	3432	1999	8234	1999	13999
2000	3555	2000	8529	2000	14500
2001	3682	2001	8835	2001	15019
2002	3814	2002	9151	2002	15556
2003	3950	2003	9478	2003	16113
2004	4092	2004	9818	2004	16690
2005	4238	2005	10169	2005	17288
2006	4390	2006	10533	2006	17907
2007	4547	2007	10910	2007	18548
2008	4710	2008	11301	2008	19212
2009	4878	2009	11706	2009	19900

Notas :

1.- La tasa de crecimiento considerada es la de CONEPO de 3.58 %

2.- La población es a diciembre de año anotada.

3.- Proyección de 8 años según recomendaciones del Banco Mundial.

Los datos de proyección fueron proporcionados por la Comisión Estatal de Servicios Públicos de Ensenada.

**GASTO  
DE  
DISEÑO.**

#### 4.- GASTOS DE DISEÑO.

##### 4.1.- Dotación.

Para el cálculo de la población se recurrió, a los manuales de agua potable de la U.N.A.M. (11) y tablas de la Secretaría de Desarrollo Urbano y Ecología.(12)

A continuación se presentan las tablas del manual de la U.N.A.M. (para obras de agua potable y alcantarillado sanitario).

Consumo doméstico. -----> 75 - 100 l/hab./día  
Consumo público. -----> 20 - 30 % del consumo doméstico.  
Consumo industrial -----> 40 - 100 % del consumo doméstico.  
Consumo comercial -----> 15 - 50 % del consumo doméstico.  
Fugas y desperdicios -----> 35 % del consumo doméstico.

Dotación según el clima.

Tropical -----> 100 l/hab./día  
Seco caliente --> 60 l/hab./día  
Templado -----> 30 l/hab./día

Dotación según magnitud de población.

25000 - 30000 hab. -----> 30 l/hab./día  
50000 - 100000 hab. -----> 50 l/hab./día  
100000 - 200000 hab. -----> 70l/hab/día

**Tabla 6** de la Secretaria de Desarrollo Urbano y Ecología.

Habitantes	Clima			l/hab./día
	Cálido	Templado	Frío	
2500 - 15000	150	125	100	l/hab./día
15000 - 30000	200	100	125	l/hab./día
30000 - 70000	250	200	175	l/hab./día
70000 - 150000	300	250	200	l/hab./día
150000 - (+)	350	300	250	l/hab./día

En la tabla 7 se muestran las dotaciones promedio para cada municipio y el promedio total con el que tomará de base para tomar la aportación.

La dotación según la tabla 7 es de 180 l/hab./día

#### 4.2.- Aportación.

La aportación se considera según la norma de los manuales de alcantarillado sanitario, como del 80 % de la dotación marcada en lps.

La aportación para cálculo de cada población de diseño para 1995 es :

	<b>Dotación (lps)</b>	<b>Aportación (lps)</b>
Población (1) ----->	5.4	-----> 80% (5.4) = 4.32 = 5
Población (2) ----->	14.1	-----> 80% (14.1) = 11.28 = 12
Población (3) ----->	24.5	-----> 80% (24.5) = 19.6 = 20

**TABLA 7 DOTACIONES PROMEDIO PARA CADA MUNICIPIO**

Para el municipio de Ensenada			
Según tabla de Desarrollo Urbano y Ecología.	Dotación	125	l/hab./día
Según manual de la U.N.A.M.			
Consumo Doméstico --> Se propone un mínimo		80	l/hab./día
Consumo Industrial --> Se propone el 40% del C.doméstico.		30	l/hab./día
Consumo Público --> Se propone el 20% del C.doméstico.		15	l/hab./día
Consumo Comercial --> Se propone el 15% del C.doméstico.		11.25	l/hab./día
Fugas -----> 35% x 75		25	l/hab./día
Clima -----> Templado		30	l/hab./día
Magnitud de población -> Menos de 30000 hab.		30	l/hab./día
	Total -->	221.25	l/hab./día
Promedio	173		l/hab./día
Para el municipio de Tijuana			
Según tabla de desarrollo urbano y ecología.	Dotación	125	l/hab./día
Según manual de la U.N.A.M.	Dotación	221.25	l/hab./día
Promedio	173		l/hab./día
Para el municipio de Tecate			
Según tabla de desarrollo urbano y ecología.	Dotación	125	l/hab./día
Según manual de la U.N.A.M.	Dotación	221.25	l/hab./día
Promedio	173		l/hab./día
Para el municipio de Mexicali			
Según tabla de Desarrollo Urbano y Ecología.	Dotación	150	l/hab./día
Según manual de la U.N.A.M.			
Consumo Doméstico --> Se propone un mínimo		80	l/hab./día
Consumo Industrial --> Se propone el 40% del C.doméstico.		30	l/hab./día
Consumo Público --> Se propone el 20% del C.doméstico.		15	l/hab./día
Consumo Comercial --> Se propone el 15% del C.doméstico.		11.25	l/hab./día
Fugas -----> 35% x 75		25	l/hab./día
Clima -----> Seco caliente.		60	l/hab./día
Magnitud de población -> Menos de 30000 hab.		30	l/hab./día
	Total -->	251.25	l/hab./día
Promedio	201		l/hab./día
PROMEDIO TOTAL DE DOTACION EN EL ESTADO			
Prom. Tot. Dotación	=	$\frac{(\text{Dot. Ensenada})+(\text{Dot. Tijuana})+(\text{Dot. Tecate})+(\text{Dot. Mexicali})}{4}$	
Prom.Tot	180		l/hab./día

#### 4.3.- Gastos de diseño.

##### 4.3.1.- Gasto medio ;

Se hará en función de la densidad de la población y del tipo de uso del agua, considerando como aportación de aguas residuales del 75 - 80% de la dotación de agua potable, debiendo estar de acuerdo con los planes de desarrollo probable del suministro de agua para un periodo de 6 -20 años. La fórmula se expresa de la siguiente manera.

$$Q_{med} = \frac{(aportación)(0.80)(Población)}{86400}$$

##### 4.3.2.- Gasto máximo ;

Es el resultado de multiplicar el  $Q_{med}$ . por un coeficiente de variación máxima instantánea (Harmon) de las aportaciones de aguas negras.

La fórmula del coeficiente de Harmon es la siguiente :

$$\text{Para menos de 182250 hab.} \quad \mu = 1 + 14 / (4 + \sqrt{p})$$

Donde :  $\mu$  = Coef. De Harmon.

$p$  = Población / 1000

Y la fórmula del gasto máximo instantáneo es :

$$Q_{mi} = \mu \times Q_{med}$$

##### 4.3.3.- Gastos de proyecto;

$$Q_{med} = 20 \text{ lps}$$

$$Q_{max} = 2.96 \times 20 \cong 60 \text{ lps}$$

$$Q_{min} = 0.5 \times 20 = 10 \text{ lps}$$

#### 4.4.- Proyección de cobertura de la planta de tratamiento.

Este tipo de planta será proyectada para cubrir las necesidades actuales y futuras, conforme se vayan proyectando las obras de agua potable y alcantarillado sanitario. Conforme las recomendaciones del Banco Mundial en relación al período de construcción inmediata de sistemas de tratamiento, el cual debe ser de 6 a 8 años para no tener inversiones muertas sin ningún uso (13). La tabla 8 y 9 dan las dotaciones y aportaciones para las poblaciones de proyecto.

La proyección de cobertura será para cualquier parte del estado donde se quiera construir, puesto que será modular y se podrá acoplar a las necesidades de cualquier comunidad mediana

**TABLA 8 DOTACIONES PARA EL CRECIMIENTO DE LA POBLACION SEGUN LA PROYECCION DE 8 AÑOS**

Año	Pob. #1 ( hab.)	Dotación Qma(lps)	Pob. #2 ( hab.)	Dotación Qma(lps)	Pob. #3 ( hab.)	Dotación Qma(lps)
1990	2500	5.21	6000	12.50	10200	21.25
1991	2590	5.40	6215	12.95	10565	22.01
1992	2683	5.59	6437	13.41	10943	22.80
1993	2780	5.79	6668	13.89	11335	23.61
1994	2880	6.00	6906	14.39	11741	24.46
1995	2984	6.22	7154	14.90	12161	25.34
1996	3091	6.44	7410	15.44	12597	26.24
1997	3202	6.67	7675	15.99	13048	27.18
1998	3318	6.91	7950	16.56	13515	28.16
1999	3437	7.16	8234	17.16	13999	29.16
2000	3561	7.42	8529	17.77	14500	30.21
2001	3689	7.69	8835	18.41	15019	31.29
2002	3822	7.96	9151	19.06	15556	32.41
2003	3959	8.25	9478	19.75	16113	33.57
2004	4102	8.55	9818	20.45	16690	34.77
2005	4249	8.85	10169	21.19	17288	36.02

$$Qma = \frac{Pob \times Dot.}{86400}$$

$$Dot. = Dotación = 180 \text{ l/hab./día}$$

Nota :

- 1.- La proyección es a 8 años según recomendaciones del Banco Mundial.
- 2.- La tasa de crecimiento Estatal de la población según CONEPO es de 3.58%
- 3.- El cálculo se basa en tres poblaciones promedio de los intervalos siguientes.
  - (a) 1000-4000
  - (b) 4000-7000
  - (c) 7000-11000

TABLA 9

**APORTACIONES PARA EL CRECIMIENTO DE LA POBLACION SEGUN LA PROYECCION DE 8 AÑOS**

Año	Pob. #1 ( hab.)	Aportación Qma(lps)	Pob. #2 ( hab.)	Aportación Qma(lps)	Pob. #3 ( hab.)	Aportación Qma(lps)
1990	2500	4.2	6000	10.0	10200	17.0
1991	2590	4.3	6215	10.4	10565	17.6
1992	2683	4.5	6437	10.7	10943	18.2
1993	2780	4.6	6668	11.1	11335	18.9
1994	2880	4.8	6906	11.5	11741	19.6
1995	2984	5.0	7154	11.9	12161	20.3
1996	3091	5.2	7410	12.3	12597	21.0
1997	3202	5.3	7675	12.8	13048	21.7
1998	3318	5.5	7950	13.2	13515	22.5
1999	3437	5.7	8234	13.7	13999	23.3
2000	3561	5.9	8529	14.2	14500	24.2
2001	3689	6.1	8835	14.7	15019	25.0
2002	3822	6.4	9151	15.3	15556	25.9
2003	3959	6.6	9478	15.8	16113	26.9
2004	4102	6.8	9818	16.4	16690	27.8
2005	4249	7.1	10169	16.9	17288	28.8

$$\text{Aportación} = \frac{80\%(\text{Población} \cdot \text{Dotación})}{86400}$$

Dot. = Dotación = 180 l/hab./dfa

Se proponen módulos de 20 lps

Qmed = 20 lps

Qmax = 20 \* 2.95 = 59 lps

Coef. de Harmon = 2.95

## 5- VENTAJAS.

Para seleccionar el siguiente sistema se tomaron en cuenta las necesidades mas importantes de la comunidad , estudiando las características de los desechos y evaluando el sistema de la planta, se mencionarán las siguientes ventajas :

- **a.- Bajo costo de tratamiento.** Obtener bajos costo de inversión, operación y mantenimiento usando bajos consumos de electricidad, mínimo equipo mecánico y poca necesidad de equipos y/o materiales de importación.
- **b.- Componentes modulares.** Los procesos que integran el sistema de tratamiento están agrupados en módulos. Cada módulo es idéntico y tratará un flujo promedio de 20 lps . Así se podrá ir creciendo de acuerdo a las necesidades de la población sin tener que hacer una gran inversión inicial e innecesaria.

**NOTA :** Este módulo cubre la población (3) , pero queda sobrada para la población (1) . Se escogió la población #3 por ser población con mas habitantes. Por lo que, para cubrir todas las poblaciones , se necesitan 2 ó 3 diseños ( diseñar la planta con diferentes gastos ) . Pero por cuestiones de demostración ( conocer eficiencia del sistema ) y proyecto se diseñará el prototipo de población (3) que también cubre las necesidades de la población (2).

- **c.- Efluente con características de reuso múltiple.** Esto es, remover toxinas y organismos patógenos pero manteniendo el nitrógeno y fosfato que sirven como fertilizantes. Además de una buena apariencia del agua tratada y una excelente calidad en forma continua para hacer aceptable el efluente en el reuso mas cercano y que esto sea factible ya sea para uso agrícola, industrial, recreación , etc.
- **d.- Poco Equipo mecánico y bajo mantenimiento.** Este sistema utiliza poco equipo mecánico ( partes móviles ) susceptibles de descomposturas, bajo personal de operación por lo automático del sistema y bajo costo en repuesto de partes.
- **e.- Generación de energía.** Este tipo de sistemas genera energía, por la degradación de la materia orgánica al máximo. La energía generada es en forma de gas metano, que puede servir para ahorrar en energía.

**NOTA :** Los alcances de este proyecto en cuanto a la reutilización de la energía no serán tomados en este proyecto. En este sistema solo se expulsará el gas producido en la planta.

- **f.- Tratamientos comprobados y confiables con altas variaciones de carga orgánica o flujo de entrada.** El proceso seleccionado como son el reactor anaerobio operados con variaciones de carga orgánica y flujo sin verse afectado en su proceso y calidad.

- **g.- Generación de lodos mínima.** El sistema no genera grandes volúmenes de lodo, esto evita costo en su tratamiento, transporte y disposición final. Sistemas convencionales generan de 3 a 5 veces más del que genera el sistema propuesto. Este sistema genera un 25% de lo que genera un sistema convencional de lodos activados o filtros precoladores (14). El volumen de lodo en el reactor anaerobio son reducidos al transformar los sólidos volátiles en gas.
- **h.- Reactor anaerobio ( UASB ).** Este es de tres fases, remueve del 50 al 70 % de DBO y del 60 al 90 % de los sólidos suspendidos (15) sin ningún consumo de energía eléctrica ni equipo mecánico. Reduce en gran cantidad las toxinas y soporta grandes variaciones de gasto sin afectar su eficiencia. El sistema de multiceldas anaerobias es de bajo costo de construcción al estar formado por bordos de tierra con taludes de 1:1, impermeabilización con arcilla y maneja la hiraúlica con gran beneficio para utilizar los tiempos de retención calculados.

## 6.- CARACTERISTICAS DEL AGUA RESIDUAL.

Antes de ver el contenido normal de un agua residual doméstica, veremos como se contamina una fuente de abastecimiento .-

Una corriente como un lago, río, arroyo, etc, posee una capacidad de autopurificación , cuando esta capacidad se pierde o se agota , la corriente se contamina . La capacidad de auto purificación se debe a microorganismos presentes en el agua, dichos microorganismos utilizan la materia orgánica como alimento , estos forman un microsistema que a su vez forman parte de la cadena alimenticia , la presente de dicha fauna es representativo de salud.

En el proceso de auto purificación, las materias orgánicas se descomponen en compuestos simples como anhídrido carbónico y metano, los microorganismos aumentan de número de este modo los contaminantes orgánicos se eliminan de la corriente del agua según se acumulen los contaminantes , su concentración en el agua puede ser tan alta que no se podría restablecer la población microbiana , el agua queda permanentemente contaminada.

### Envenenamiento.

La población microbiana puede ser destruída por envenenamiento , lo que ocurre si se descargan residuos tóxicos a la fuente. Diferentes tipos de microorganismos presentan susceptibilidades a tóxicos . Las materias tóxicas se pueden descomponer por procesos naturales , biológicos o químicos , estos contaminantes se conocen como venenos parciales.(16)

Este es el caso de las aguas residuales domésticas y algunas aguas industriales. Los venenos verdaderos son aquellos que no pierden su toxicidad y se incluyen en este grupo muchos metales pesados y algunos orgánicos como plaguicidas que no se descomponen por ningún proceso químico ni biológico.(17)

Los extremos de PH son letales para los organismos vivos y se pueden considerar como un envenenamiento por iones de hidrógeno o hidroxilo, con frecuencia es posible controlar el PH con corrientes ácidas o alcalinas provenientes de diferentes procesos.(18)

En la mayoría de las descargas de agua residual los contaminantes son puramente domésticos y en el caso de que haya industria la legislación es muy estricta en ese aspecto. La cual dice que no importando el tipo de industria, ella misma se encargará de tratar y/o bajar los niveles de contaminación a un nivel aceptable en el que se puedan verter a la red municipal(19).

## COMPOSICION TIPICA DE LAS AGUAS RESIDUALES DOMESTICAS

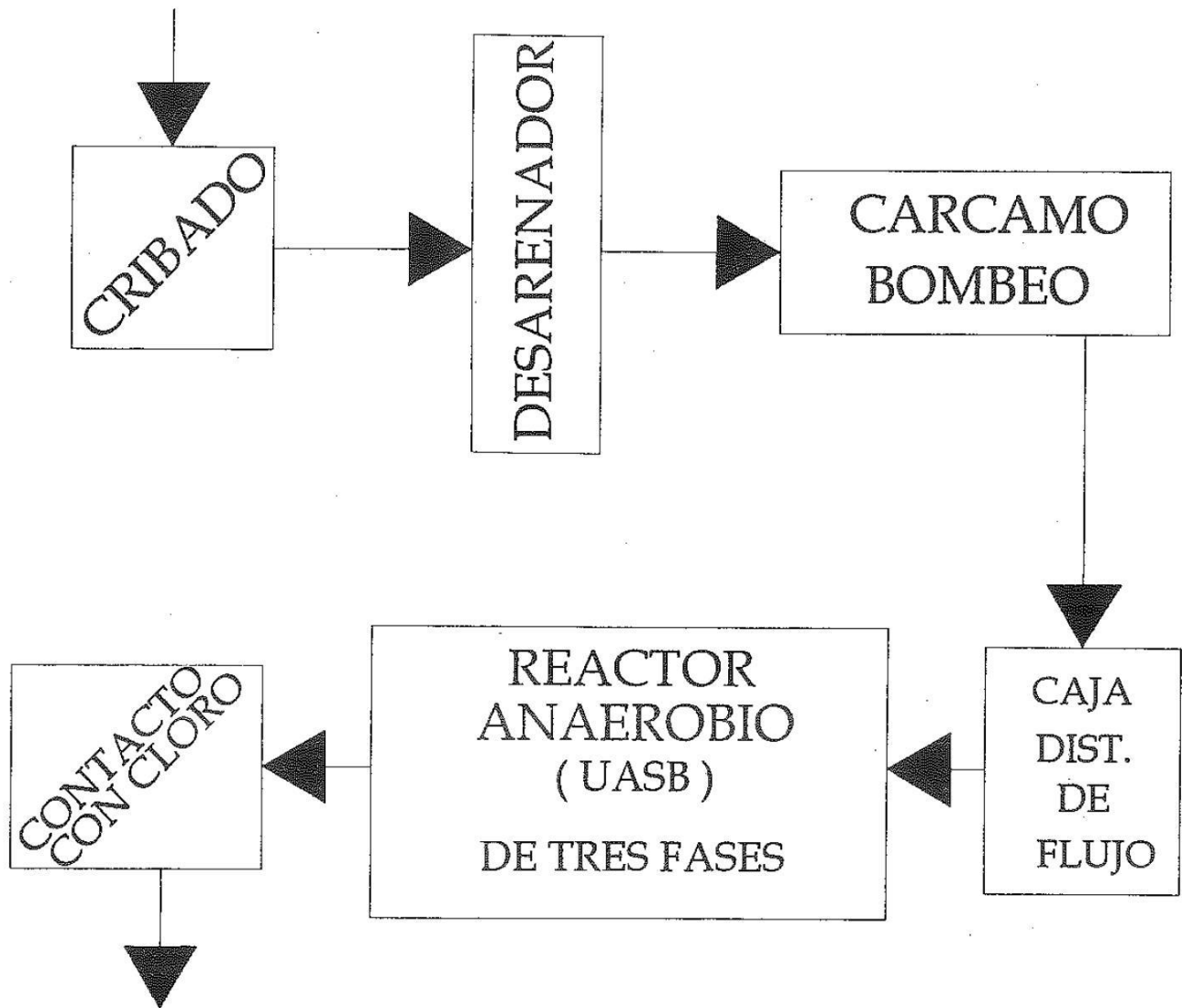
TODOS LOS VALORES ESTAN EXPRESADOS EN mg/lit EXEPTO SOLIDOS SEDIMENTADOS

CONSTITUYENTE	FUERTE	MEDIA	LIGERA
SOLIDOS TOTALES	1200	720	350
Disueltos total	850	500	250
Estable	525	300	145
Volátiles	325	200	105
Suspendidos total	350	220	100
Estable	75	55	20
Volátiles	275	165	80
Sólidos sedimentados ( ml / l )	20	10	5
DBO 5	400	220	110
Total Carbono Orgánico	290	160	80
DQO	500	500	250
Nitrógeno	85	40	20
Ammonia libre	50	25	12
Nitritos	0	0	0
Nitratos	0	0	0
Fósforo Total	15	8	4
Orgánico	5	3	1
Inorgánico	10	5	3
Cloroides	100	50	30
Alcalinidad ( CaCo3)	200	100	50
Grasa	150	100	50

Datos obtenidos de : Waste water Engineering  
Treatment DISP SAL reuse  
( Metcalf and Eddy INC )

# DIAGRAMA DE FLUJO PLANTA DE TRATAMIENTO

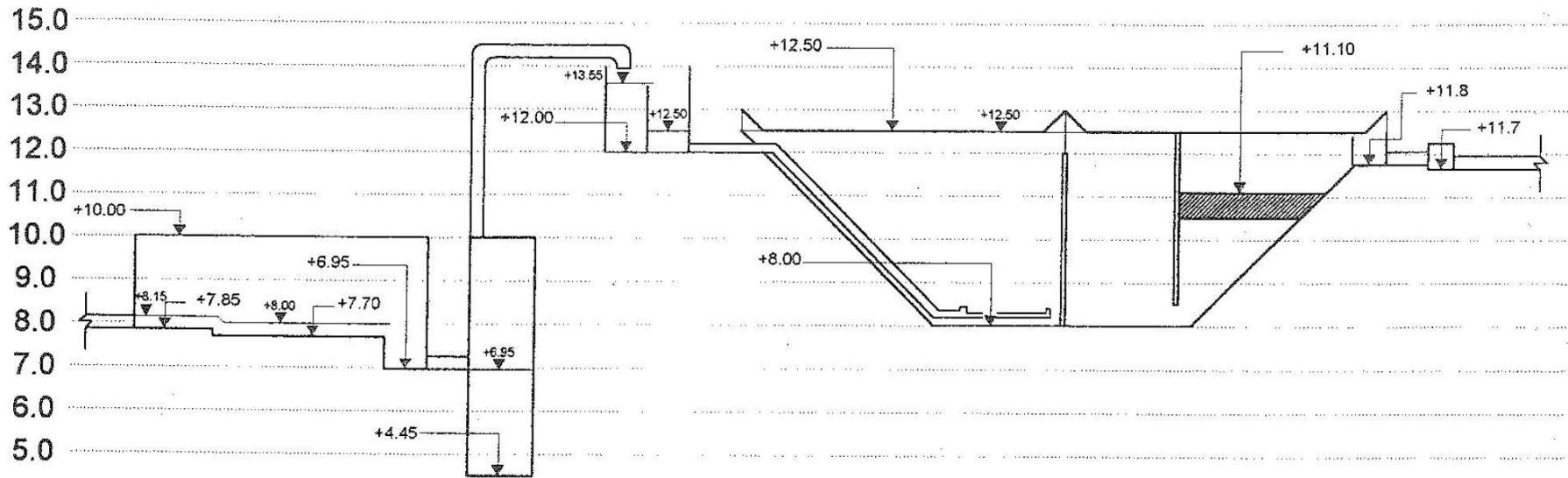
INFLUENTE



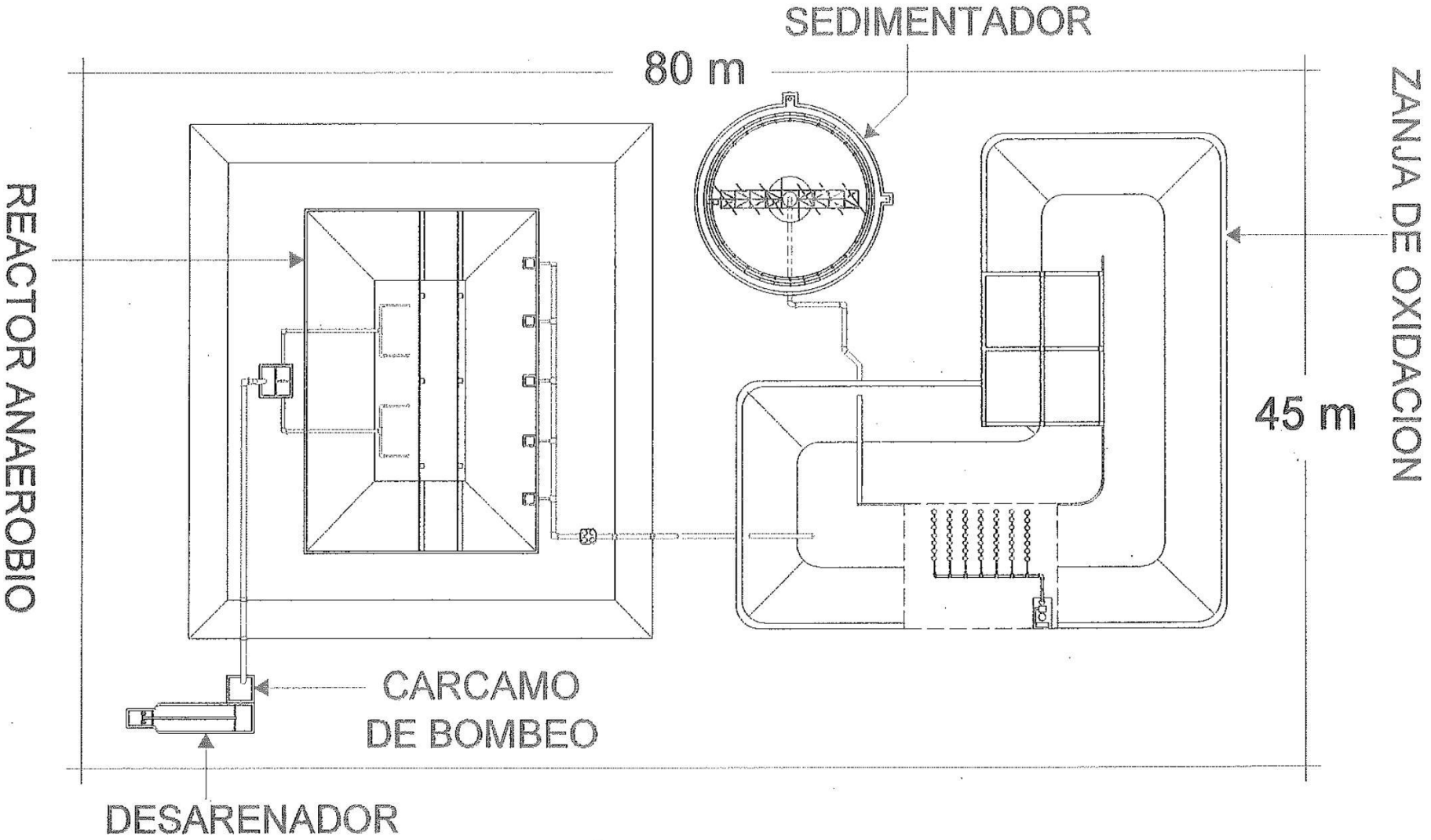
EFLUENTE

COORD. DEL SISTEMA DE INFORMACION  
ACADEMICA U.A.B.C.

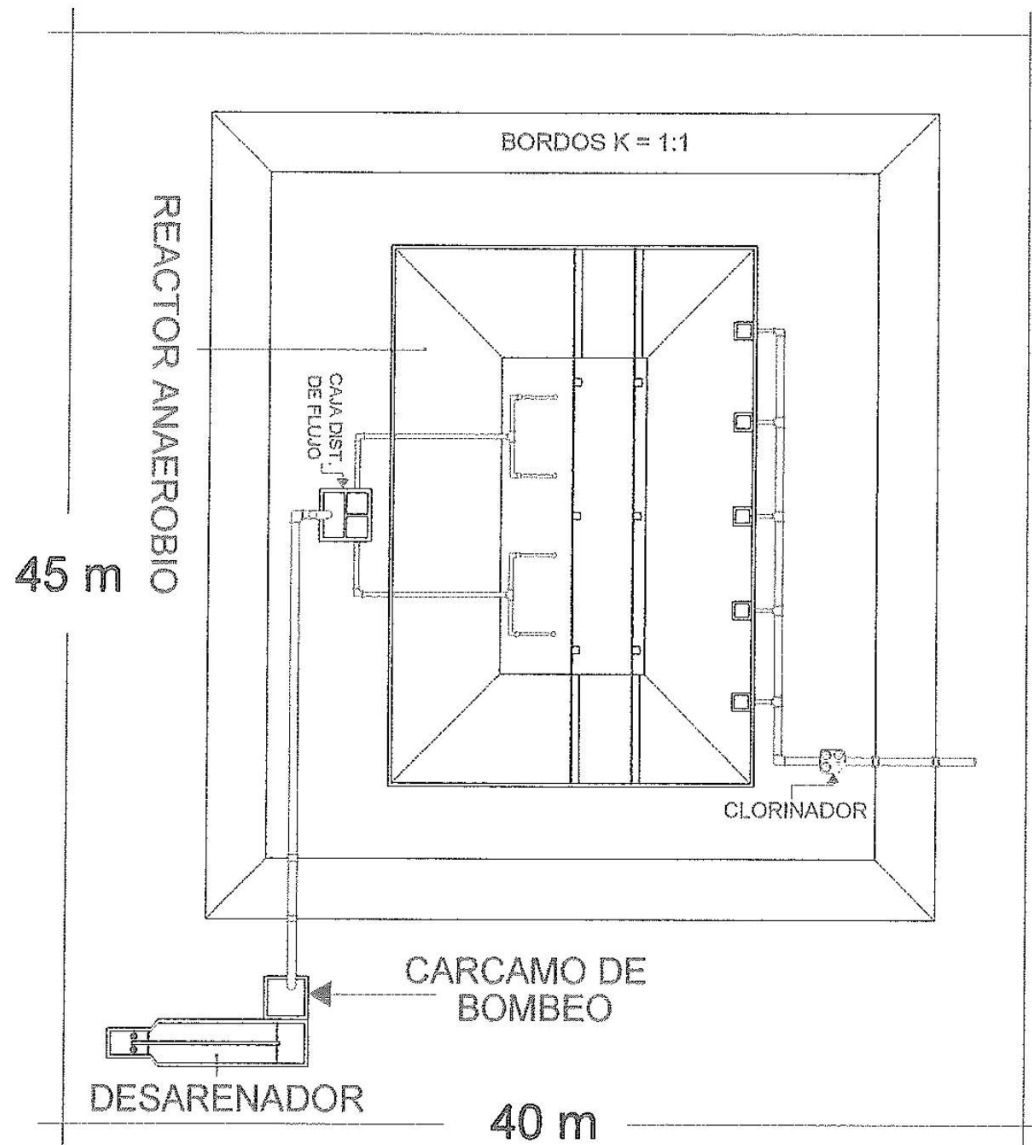
# PERFIL HIDRAULICO PLANTA DE TRATAMIENTO 20 LPS



# PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES



# PLANO GENERAL DE PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES



**DISEÑO**  
**HIDRAULICO**  
**SANITARIO.**

## 7.- DISEÑO HIDRAULICO SANITARIO.

Los diseños de todos los componentes del sistema se hicieron con base en los reglamentos internacionales y nacionales para obras de este tipo.

La planta constará con ; pretratamiento, cárcamo de bombeo y tratamiento biológico ( Reactor anaerobio ) y desinfección por medio de cloro.

### 7.1.- PRETRATAMIENTO .

Por lo general todas las redes de alcantarillado sanitario terminan a una profundidad promedio de 2.0 m , el pretratamiento se construirá a esa profundidad, por lo que el canal desarenador estará enterrado. El pretratamiento constará de 2 canales iguales en los que cada uno tendrá cribado y longitud de sedimentación.

**Cribado .-** Será por medio de canastones de varilla electrosoldada, que irán instalados en la entrada de los canales desarenadores. La función del cribado es la de detener sólidos de gran tamaño, como plástico , madera, etc. que logran entrar ala red de alcantarillado público y que puedan dañar o dificultar el funcionamiento de la planta.

La abertura de las rejillas será de aproximadamente 1plg = 2.5 cm. Para no dejar que se estanque el agua y evitar pérdidas por la reducción del area del canal , la velocidad en el cribado tiene que ser mas alta que en en canal desarenador

**Desarenador .-** La función del desarenador es sedimentar arenas de un diámetro de 0.2 mm o más , producto de pluviales. La entrada de arenas al sistema ocasionaria :

- 1) **Excesivo desgaste de equipo.** Que en este caso son las bombas del cárcamo de bombeo.
- 2) **Altos costos de mantenimiento.** La constante intrusión de arena a la caja repartidora de flujo, al reactor anaerobio, resultará en un constante des - azolve, que se traducirá en costos extra. Además de tener que cambiar constantemente bombas para el cárcamo de bombeo.
- 3) **Reducción de eficiencia del reactor.** Al entrar arena al reactor , reducirá su volúmen útil , el exceso de arena tapaná las entradas de flujo , además de que por el peso de las arenas , no dejará trabajar correctamente el reactor.

El desarenador constará de 2 canales , cada canal llevará : un gasto similar , poca profundidad y así lograr en la longitud de ellos, una sedimentación total de arenas.

Para lograr esto se requiere de que la velocidad en el canal sea constante , pero como el flujo no es uniforme en todo el tiempo , la constante en la velocidad solo se puede lograr con un vertedor proporcional a la salida del canal o que el canal tenga forma de " u " .

Para este caso se optó por la primera opción y se instalarán un vertedor proporcional en cada salida de canal. El vertedor proporcional es la mitad de un vertedor Suttro , este tipo de vertedores controlan la velocidad de salida por que para calcular el gasto están regidos por la carga hidráulica que actúa sobre ellos despreciando la velocidad de llegada.

Para que los canales desarenadores y los vertedores funcionen óptimamente, es necesario que el vertedor tenga una caída hidráulica ( que no trabaje ahogado ), esto se logra poniendo un desnivel en la salida del vertedor, llegando así a una especie de pila que por medio de un conducto pasará a un cárcamo de bombeo que se encontrará contiguo de este tanque.

## 7.1.1 PARAMETROS Y DISEÑO DEL TANQUE DESARENADOR.

### TANQUE DESARENADOR.

#### DATOS DE PROYECTO.

Aportación = 144 Lt / Hab / Día  
Coef. De Harmon = 2.96  
Gasto medio ( Qmed ) = 20 lps.  
Gasto mínimo ( Qmin ) = 10 lps.  
Gasto Máximo Instantáneo ( QMI ) = 59 lps.  
Número de canales = 2  
Gasto medio por canal = 10 lps  
Gasto mínimo por canal = 5 lps  
Gasto máximo instantáneo por canal = 30 lps.

#### ARENAS A REMOVER.

Gravedad específica = 2.65.  
Tiempos de retención aproximados = 45 - 90 seg.  
Velocidad horizontal = 0.8 - 1 pie/seg => 0.244 - 0.3 m/seg.  
Arenas a remover = 0.2 mm ó mas.  
Velocidad de asentamiento = 1.15 m / min.  
Aumento por turbulencia. = 25% - 50% L donde : L = longitud total del canal.

NOTA : Para diseño de cada canal se tomó el gasto máximo instantáneo de 60 lps ; esto es para cuando tenga mantenimiento un canal , pase este gasto por un solo canal sin problemas.

#### CALCULO DE DIMENSIONAMIENTO DE CANAL SEDIMENTADOR.

##### 1.- Area hidráulica necesaria.

Con la fórmula de continuidad  $Q = AV \quad \therefore A = Q/V$

$$A = \frac{0.06 \text{ m}^3/\text{seg}}{0.244 \text{ m/seg}} = 0.246 \text{ m}^2$$

##### 2.- Considerando un ancho de canal dado.

Se obtiene un tirante máximo.

$$\begin{array}{l} \text{Area} \\ \text{( m}^2 \text{)} \end{array} = \begin{array}{l} B \\ \text{( m)} \end{array} \cdot \begin{array}{l} y \\ \text{( m)} \end{array}$$

Con esta fórmula se obtiene el ancho y tirante de canal, que en este caso se elige el ancho ( $B = 0.75\text{m}$ ), por cuestiones constructivas y de mantenimiento. Con ese ancho se calculó un tirante ( $y = 0.33\text{m}$ ).

### 3.- Cálculo de longitud del canal.

Primero se calcula el tiempo de sedimentación, que es tirante máximo entre la velocidad de sedimentación, con este tiempo de sedimentación en segundos se calcula la longitud del canal, que es multiplicar la velocidad horizontal por el tiempo de sedimentación además de agregarle un porcentaje extra de longitud debido a la turbulencia que se forma al entrar a canal.

$$\text{Tiempo de sedimentación} = y_{\text{max}} / \text{vel. sed.} = 17.20 \text{ seg}$$

$$\text{Longitud del canal} = \text{vel. hor.} \cdot T_{\text{sed}} = 4.2 \text{ m}$$

$$\text{Longitud total} = L_{\text{canal}} + L_{\text{turbulencia}} = 4.2 + 30\%(4.2) = 5.0 \text{ m}$$

### 4.- Tiempo de retención.

Se calcula dividiendo el volumen total del tanque, entre el gasto máximo que pasa por segundo.

$$\text{Tiempo de retención} = \text{Vol} / Q_{\text{max}} = 21 \text{ seg}$$

Si el tiempo de retención es más alto que el tiempo de sedimentación, quiere decir que el canal está correcto, puesto que alcanzará a sedimentarse las arenas. El cálculo se mostrará en la tabla siguiente de la siguiente hoja:

#### 7.1.2.- CANAL DE CRIBADO.

##### DATOS DE PROYECTO.

Aportación = 144 Lt / Hab / Día

Coef. De Harmon = 2.96

Gasto medio ( $Q_{\text{med}}$ ) = 20 lps.

Gasto mínimo ( $Q_{\text{min}}$ ) = 10 lps.

Gasto Máximo Instantáneo ( $Q_{\text{MI}}$ ) = 59 lps.

Número de canales = 2

Gasto medio por canal = 10 lps

Gasto mínimo por canal = 5 lps

Gasto máximo instantáneo por canal = 30 lps.

El cribado será por medio de rejillas

Se obtuvo una velocidad de aproximación que por norma es de (vel. aprox. = 0.3 - 1.6 m/seg) tomándose vel aprox = 0.45 m/seg

Por lo general se proponen aberturas de rejillas de 25 mm

(1) Area hidráulica necesaria.

Se calcula con la fórmula de continuidad, teniendo como datos el gasto máximo y la velocidad de acercamiento.

$$\text{Area hidraúlica} = Q/v = 0.13 \text{ m}^2$$

(2) Si el  $y_{\max}$  lo consideramos ;  $y_{\max} = 0.3 \text{ m}$

$$\therefore B = A/y = 0.13\text{m}^2/0.3\text{m} = 0.44\text{m}$$

(3) Los manuales proponen para plantas chicas un ancho de barra de 6.3 mm

( $\frac{1}{4}$  ") = 0.63 cm , con una altura de 0.50 m

Para asegurar que la abertura quede uniforme se propone una abertura de barra de 2.5 cm = 1"

La pérdida de carga en rejillas no obstruidas suele ser pequeña e insignificante comparado con la que se produce en las parcialmente obstruidas

Los fabricantes recomiendan rebajar el canal de alejamiento de las rejas con respecto al canal desarenador , un desnivel aproximado de 150mm , que es lo que se pondrán para evitar pérdidas cuando las cribas se saturan de basura. Cálculos en hojas siguientes.

### 7.1.3.- VERTEDOR PROPORCIONAL.

El propósito de este es dar una velocidad constante en el canal desarenador, sin importar el flujo que pase por éste y así lograr una sedimentación eficiente de las arenas. Se colocarán 2 vertedores : uno en cada canal.

Este vertedor se hará en una lámina de 60x 80 cm, que se pondrá al final del canal desarenador. El cálculo del vertedor está en hoja anexa.

Para asegurar que el cribado funcione adecuadamente es necesario dar un mantenimiento periódico, para evitar estancamiento de flujo.

CALCULO DEL DESARENADOR

Tabla 8

Aportación (80% Dot)	l/hab/día	144
Coef de Harmon		2.95
Gasto Medio	lps	20
Gasto Máximo	lps	59
Gasto Mínimo	lps	10
Número de canales	2	
Gasto Medio por canal	lps	10
Gasto Máximo por canal	lps	29.5
Gasto Mínimo por canal	lps	5

Arenas a Remove	2mm o mas	2
Gravedad Específica de Arenas		2.65
Tiempo de retención aprox.	45-90 seg	45
Velocidad Horizontal 0.244-	0.3 m/seg	0.244
Vel. de Asentamiento	1.15 m/hr	1.15
Aumento por turbulencia	25-50% de long.	0.25

Se calcula el canal con  $Q_{max} = 59$  lps, para cuando tenga mantenimiento un canal pase el gasto máximo por un solo canal sin problemas

Area Hidraulica Necesaria	m <sup>2</sup>	0.24
---------------------------	----------------	------

Considerando un ancho de canal dado se obtiene un tirante máximo

Area Hidraulica Necesaria	= Ancho	Tirante
m <sup>2</sup>	m	m
0.24	0.50	0.48
0.24	0.75	0.32
0.24	1.00	0.24

Por razones constructivas se propone

Calculo de la longitud del canal

Tiempo de sedimentación	seg	16.70
Long. del canal	m	4.07
long. adicional turbulencia	m	1.02
longitud total	m	5.09
Tiempo de retención	seg	20.71

## CANAL DE CRIBADO

Tabla 9

## Sera por medio de rejillas

Aportación (80% Dot)	l/hab/día	144
Coef de Harmon		2.95
Gasto Medio	lps	20
Gasto Máximo	lps	59
Gasto Mínimo	lps	10
Número de canales	2	
Gasto Medio por canal	lps	10
Gasto Máximo por canal	lps	29.5
Gasto Mínimo por canal	lps	5
Vel. aprox. por norma de 0.3 -1.6	m/seg	0.45
Abertura de rejillas por convención	mm	25
Area Hidraulica Necesaria	m <sup>2</sup>	0.13

Si el tirante máximo del canal es de 0.32 m, entonces

Ancho del Canal (B) m 0.41

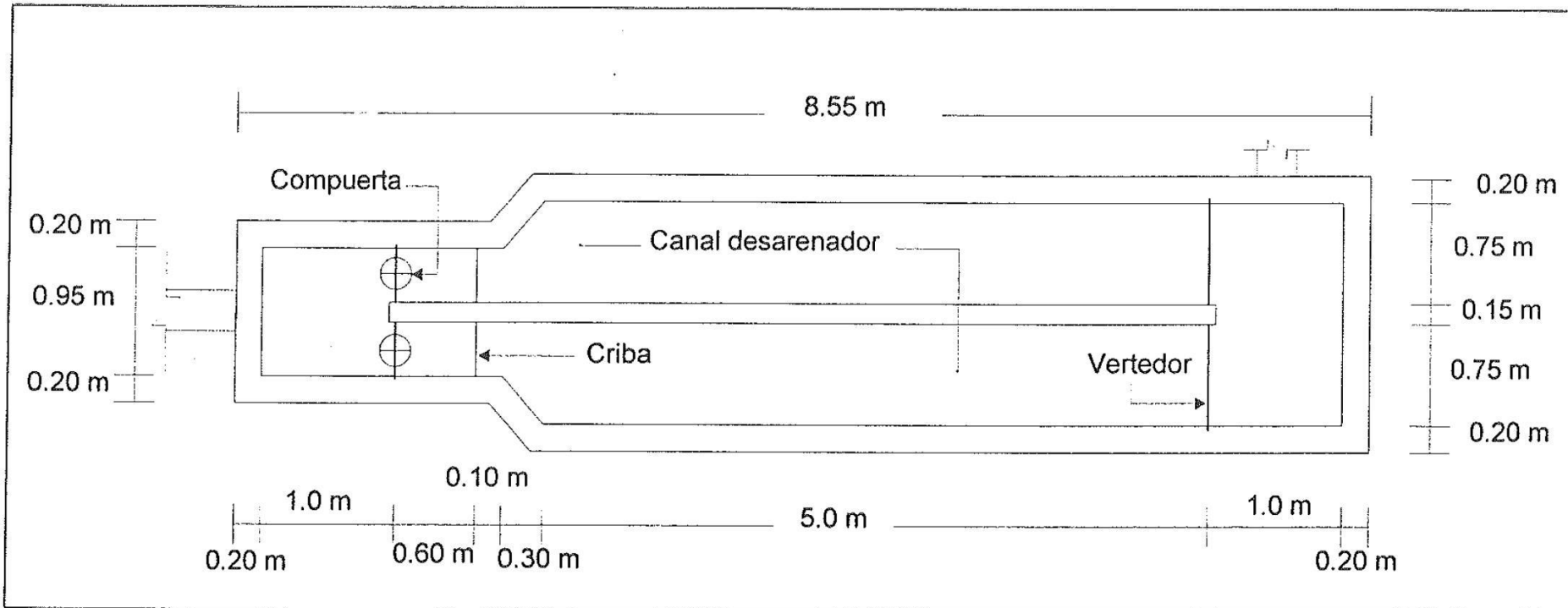
Para plantas chicas se propone un ancho de barra = 6.3mm = 1/4"  
Con una altura de 0.50 m

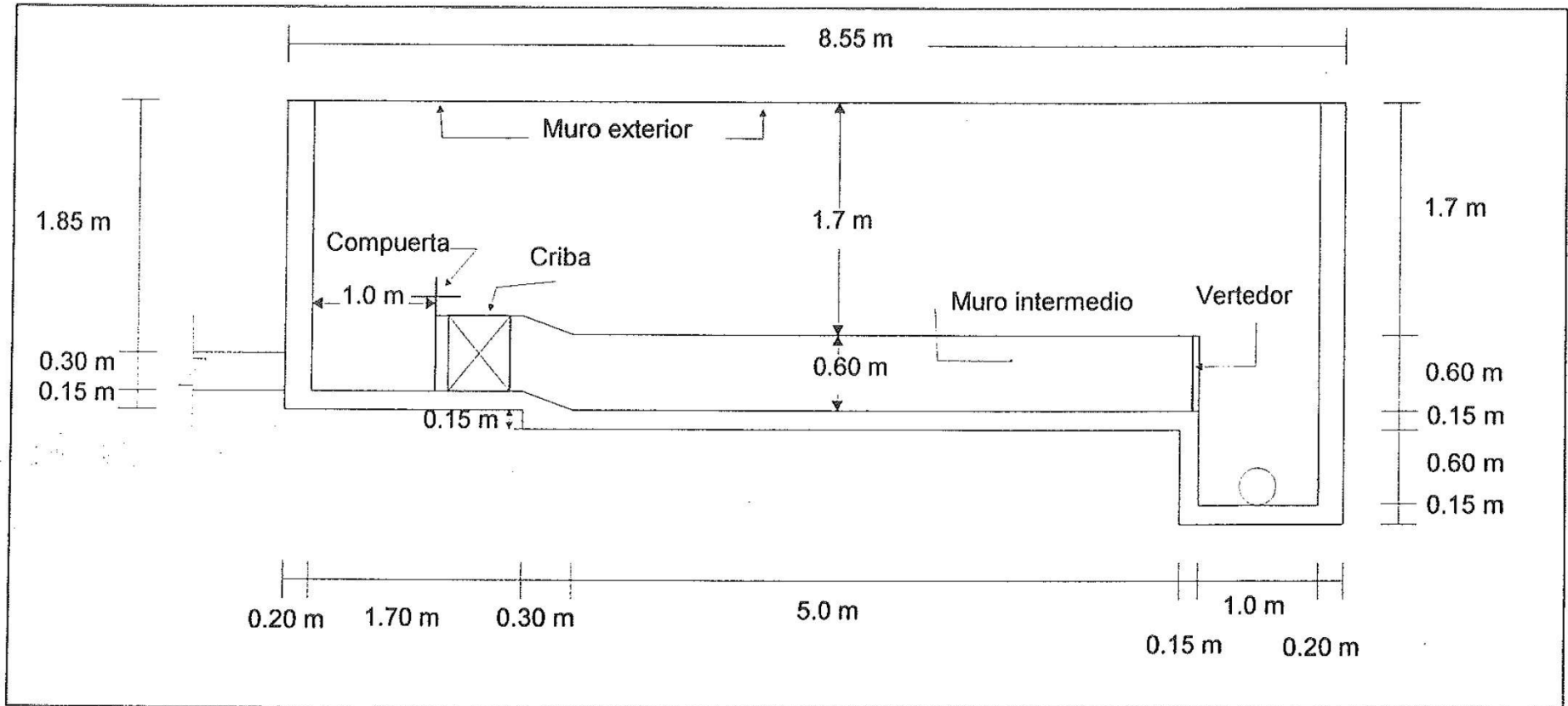
Se propone 12 barras de 1/4" @ 2.5 cm

**Rejillas**

Ancho	m	0.39
Alto	m	0.5
Tirante	m	0.32

La pérdida de carga en las rejillas no obstruidas suelen ser pequeñas e insignificante, comparado con la que se produce en las parcialmente obstruidas. Los fabricantes recomiendan rebajar el canal de alojamiento de las rejas en una altura de 150mm a 300mm, Se propone 150mm para compensar pérdidas cuando las cribas se saturan.





VERTEDOR PROPORCIONAL

tabla 10

( Vertedor suttro, es la 1/2 de un vertedor proporcional )

$$X = b [ 1 - ( 2 / 3.1416 ) \arctan ( y / a ) ^{ 1/2 } ]$$

$$Q = b ( h + 2/3 a ) ( 2ag ) ^{ 1/2 }$$

Donde :

a = Altura rectangular del vertedor

b = Ancho del vertedor suttro

h = Altura del vertedor suttro

Q = Gasto total del vertedor suttro

X = Absisa del vertedor suttro

Y = Ordenada del vertedor suttro

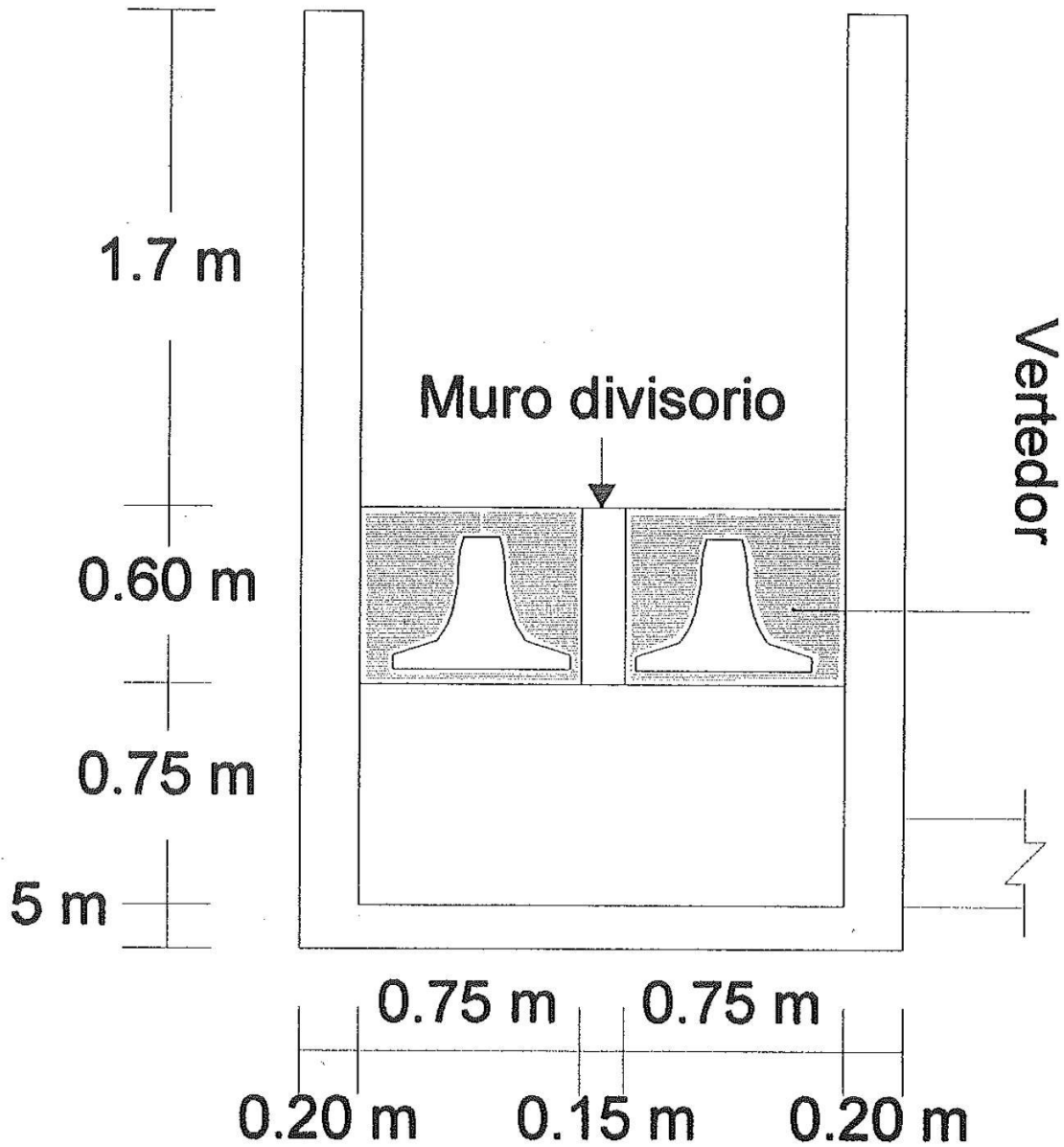
QQ = Gasto del vertedor proporcional

Datos del Vertedor

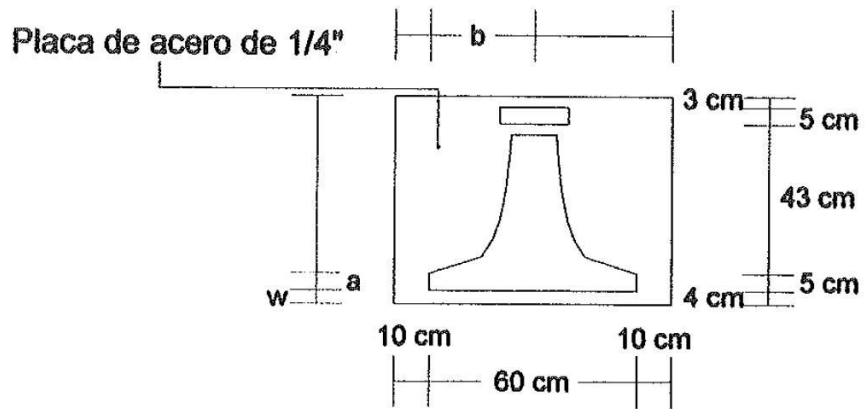
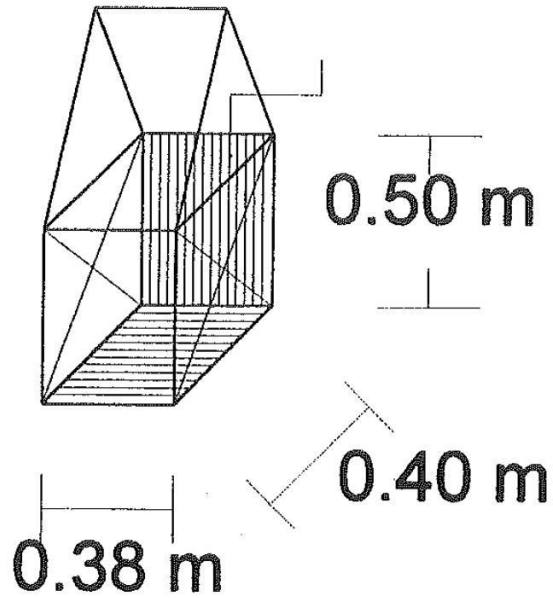
w m	a m	b m	h m	g m/seg <sup>2</sup>	( 2ag ) <sup>1/2</sup>	( h + 2/3 a )	Q max m <sup>3</sup> /seg	QQ max m <sup>3</sup> /seg
0.04	0.05	0.3	0.45	9.81	0.99	0.48	0.14	0.29

X (m)	Y (m)
0.300	0.00
0.150	0.05
0.118	0.10
0.100	0.15
0.089	0.20
0.080	0.25
0.074	0.30
0.069	0.35
0.065	0.40
0.061	0.45

# FRENTE DESARENADOR



Alambre 1/4" @ 2.5 cm



## 7.2.- CARCAMO DE BOMBEO.

El cárcamo de bombeo es un tanque de concreto reforzado al que se le abastece de agua para efectuar el bombeo de un nivel a otro. El cárcamo tendrá dos bombas apoyadas en la cubierta de éste. Para que estas bombas funcionen adecuadamente es necesario que tengan una sumergencia adecuada que está regulada por el fabricante, las bombas ocupadas serán de las llamadas autosebantes.

El cárcamo será de forma cuadrada, con la cubierta apoyada en los muros del cárcamo. Por los gastos usados para el diseño del cárcamo nos da un cárcamo de pocas dimensiones, pero debido a que el tanque desarenador irá enterrado, este cárcamo será de una profundidad considerable, por lo que se tendrá que tener cuidado en el cálculo contra el empuje de tierras que actúen contra este tanque.

Este cárcamo será desplantado a un lado del tanque desarenador y será ocupado para subir el gasto al terraplen del reactor anaerobio donde se ubicará una caja repartidora de flujo, que es a donde se llevará el gasto para repartirlo al reactor anaerobio en una forma equitativa.

### 7.2.1.- PARAMETROS Y DISEÑO DEL CARCAMO DE BOMBEO.

#### DATOS DE PROYECTO.

$Q_{med} = 20 \text{ lps}$

$Q_{min} = 10 \text{ lps}$

$Q_{max} = 60 \text{ lps}$

Para estos gastos se propone usar 2 bombas, para poder trabajar con los diferentes gastos de diseño, el correcto desalojo del influente con sus diferentes magnitudes depende de tener un gasto de bombeo, que en caso de gasto mínimo dejará el tiempo necesario para que el nivel del agua llegue a un límite y poder desalojarlo y en gastos máximos puedan trabajar las 2 bombas y desalojar el gasto sin problemas. Por lo que se propone un gasto de bomba.

$Q_{bomba} = 30 \text{ lps por bomba ( 2 bombas)}$

Se calcula el volumen útil, este volumen es el que se bombeará e irá desde la parte baja de la boca del tubo, hasta la parte superior del nivel de sumergencia. El volumen útil está regido por la fórmula :

$$Vu = \frac{Q_{\text{bombeable}} \cdot t}{4} \quad \text{Donde :}$$

$Vu$  = Volumen útil (m<sup>3</sup>)

$Q_{\text{bombeable}}$  = Gasto por bomba ( lt/seg )

$t$  = Tiempo de bombeo ( 10 - 15 min )

$$Vu = 30 \text{ lps} = 1800 \text{ lt/min}$$

$$t = 10 \text{ min}$$

$$Vu = \frac{1800 \text{ lt/min} \cdot 10 \text{ min}}{4} = 4500 \text{ lt} = 4.5 \text{ m}^3$$

Se propone un cárcamo cuadrado con longitud de pared de 1.5 m .:

$$\frac{4.5 \text{ m}^3}{1.5 \text{ m} \cdot 1.5 \text{ m}} = 2 \text{ m}$$

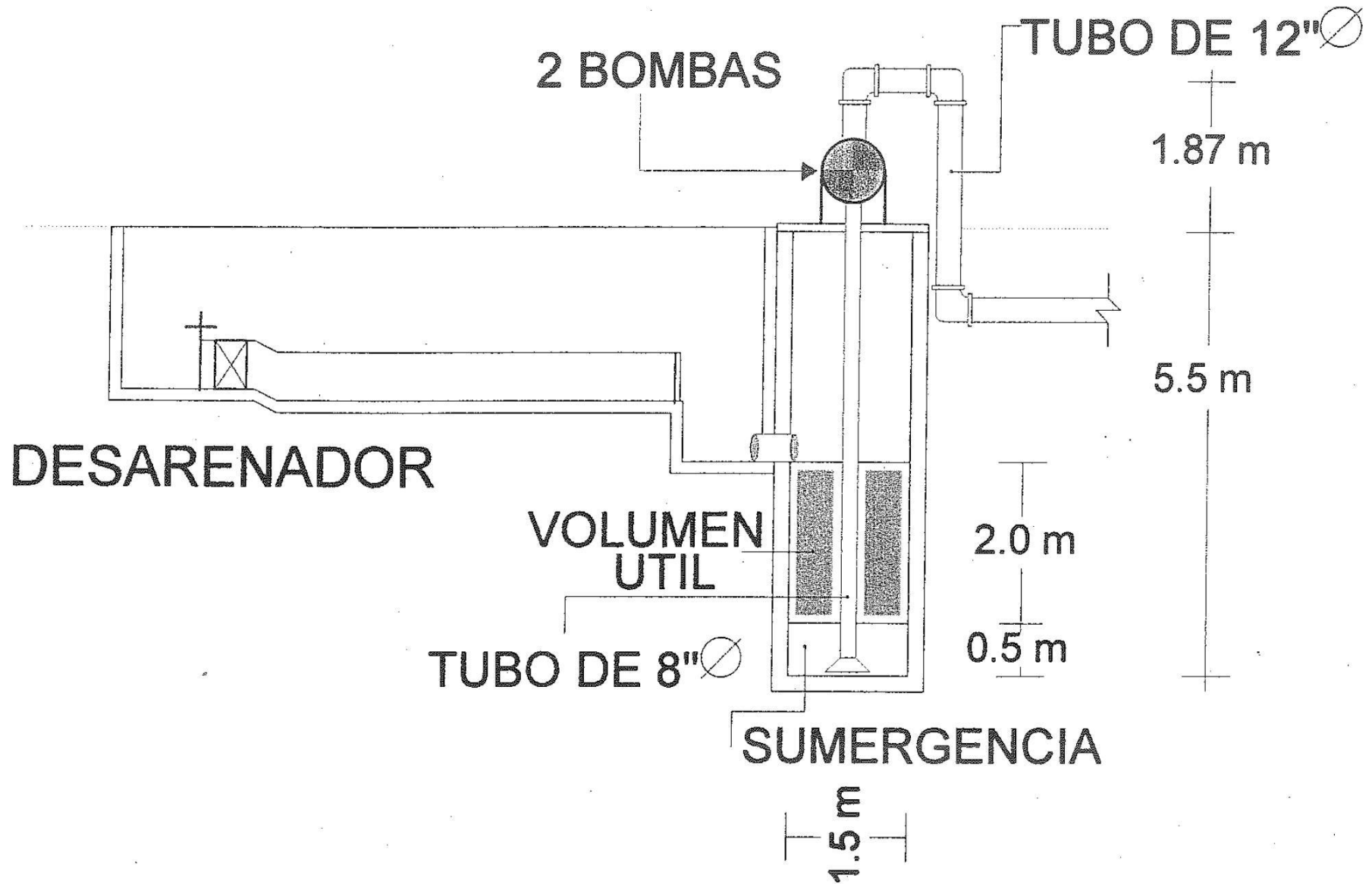
Donde ; 2 m , es la profundidad del tanque desde la parte inferior de la descarga hasta la parte superior del nivel de sumergencia.

La sumergencia es un punto muy importante puesto que las bombas a ocupar son de las llamadas autosebantes y necesitan siempre una profundidad mínima de sumergencia para evitar la cavitación ( entrada de burbujas de aire a las bombas ), esta sumergencia mínima la establece el fabricante. Cabe decir que por tablas mostradas en la parte donde se obtendrán las bombas a ocupar se mostrarán las bases para obtener la sumergencia mínima, que para este diseño de cárcamo y bombas es de ( sumergencia = 0.5 m )

Como se había dicho , el desarenador va ir enterrado lo que hace que se tenga que instalar el volumen útil del cárcamo, considerarlo desde la salida del desarenador , y como dicha salida está a 3.0 m de profundidad y considerando la profundidad del volumen útil y de la sumergencia, nos da un cárcamo de las siguientes medidas :

Cárcamo de bombeo de 1.5 x1.5 m con una profundidad de 5.3 m

# CARCAMO DE BOMBEO



## 7.2.2.- SELECCION DEL EQUIPO DE BOMBEO.

Para seleccionar el equipo de bombeo, fué necesario calcular en base a los manuales proporcionados por el fabricante. En este caso las bombas seleccionadas serán de la marca Gorman Rupp, para aguas negras.

Se escogió de la serie de bombas " T" T4B - B.  
Para calcular que revoluciones y HP, tendrá la bomba, se calculó la carga dinámica total que tendrá que vencer una bomba, bombeando el gasto de bombeo ( 30 lps = 475.5 gal/min ).

La carga dinámica total es igual a ;

Carga estática + hf ( En la línea de conducción, desde la succión, hasta la descarga )

Carga Estática = Desnivel entre el punto de descarga y la succión.

Hf = Pérdidas por fricción y secundarias en toda la línea de bombeo.  
Para el tipo de línea que tenemos nos dio una carga dinámica total de 9.644 m = 31.639 pies.

Teniendo estos dos valores se localiza el punto en la gráfica de la bomba escogida ( T4B - B ) y de donde cayó el punto se toma la línea de bomba inmediata superior a el punto de " C.D.T. vs Gasto de bombeo ". En este caso nos dio la línea para una bomba de 1350 rpm con un motor de 10 HP.

Calculó de la altura neta positiva de succión ; Esta se cálcula para determinar si la bomba tendrá la presión necesaria para levantar el fluido a la altura donde se encuantra ubicado el equipo de bombeo. Para el cálculo de este, se ve en la siguiente tabla.

La altura neta positiva de succión dió = NPSH = 13.369 pies  
El resultado por tener un saldo disponible, quiere decir que hay la suficiente presión en pies para que la bomba opere satisfactoriamente.

La tabla que proporciona el fabricante de la bomba, tiene que tener altura neta positiva de succión necesita la bomba, dependiendo del gasto a bombear, para que la bomba escogida con las revoluciones requeridas, trabaje satisfactoriamente, y para la curva escogida la NPSH = 10 pies

10 pies < 13.369 pies ok!

### 7.2.3.- Línea del sistema.

Esta no es otra cosa que la gráfica de C.D.T. para diferentes gastos desde la succión hasta la descarga.

Esta línea del sistema se sobrepondrá con la curva de la bomba escogida ( dada por el fabricante ), y donde se intercepten es el gasto real que mandaría la bomba con una C.D.T. real que sostendrá con ese gasto la bomba.

Para este caso en que se ocuparán dos bombas, la curva de la segunda bomba será igual a el doble del gasto con la misma C.D.T. y también donde esta se cruce con la línea del sistema, ese será el gasto real de bombeo que mandara cuando las dos bombas estén funcionando.

Es importante señalar que las dos bombas funcionando no quiere decir que sacará el doble del gasto de una sola bomba. Esto es por el comportamiento de la línea del sistema ( a mayor gasto aumentan las pérdidas ).

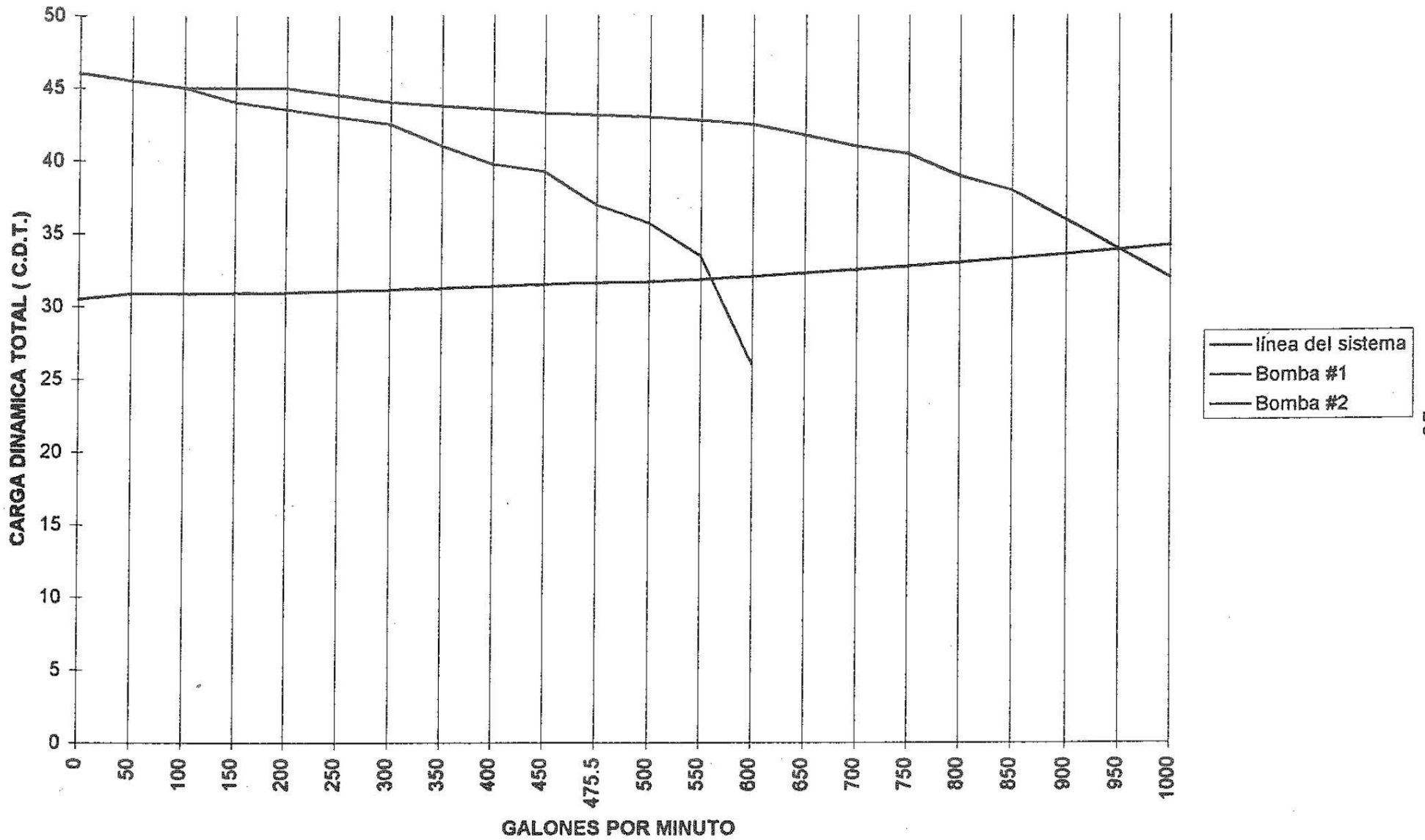
El rango de operación de la bomba lo da el fabricante, en la curva de la bomba escogida.

Teniendo todo esto, revisando que levantará el gasto deseado y que la altura neta positiva es positiva, quiere decir que el equipo está en norma y operará sin problemas.

**CARGA DINAMICA TOTAL PARA DIFERENTES GASTOS  
PARA EL CALCULO DE LA LINEA DEL SISTEMA DE LA BOMBA**

GASTO Q lps	GASTO Q gal/min	Velocidad V m/seg	Carga Estática C.E. m	hf Succión m	hf Descarga m	C.D.T. m	C.D.T. pies
0	0	0	9.300	0	0	9.300	30.511
3.154	50.00	0.100	9.300	0.00049	0.1121	9.413	30.881
6.308	100.00	0.201	9.300	0.00197	0.1184	9.420	30.906
9.463	150.00	0.301	9.300	0.00443	0.1288	9.433	30.949
12.617	200.00	0.402	9.300	0.00788	0.1435	9.451	31.008
15.771	250.00	0.502	9.300	0.01231	0.1623	9.475	31.084
18.925	300.00	0.603	9.300	0.01772	0.1853	9.503	31.178
22.079	350.00	0.703	9.300	0.02412	0.2125	9.537	31.288
25.233	400.00	0.803	9.300	0.03150	0.2439	9.575	31.415
28.388	450.00	0.904	9.300	0.03987	0.2795	9.619	31.559
29.996	475.50	0.955	9.300	0.04452	0.2993	9.644	31.639
31.542	500.00	1.004	9.300	0.04922	0.3193	9.668	31.720
34.696	550.00	1.105	9.300	0.05956	0.3632	9.723	31.898
37.850	600.00	1.205	9.300	0.07088	0.4113	9.782	32.094
41.004	650.00	1.305	9.300	0.08319	0.4637	9.847	32.306
44.158	700.00	1.406	9.300	0.09648	0.5202	9.917	32.535
47.313	750.00	1.506	9.300	0.11075	0.5808	9.992	32.780
50.467	800.00	1.607	9.300	0.12601	0.6457	10.072	33.043
53.621	850.00	1.707	9.300	0.14225	0.7148	10.157	33.323
56.775	900.00	1.808	9.300	0.15948	0.7880	10.248	33.620
59.929	950.00	1.908	9.300	0.17770	0.8655	10.343	33.934
63.083	1000.00	2.008	9.300	0.19689	0.9471	10.444	34.265

GRAFICA DE LA LINEA DEL SISTEMA, LA CURVA DE LA BOMBA # 1 Y LA CURVA DE LA BOMBA # 2



La bomba #1, levantará a 32 pies un gasto de 525 gal/min

La bomba # 2, levantará a 33.5 pies un gasto de 950 gal/min



### 7.3.- CAJA REPARTIDORA DE FLUJO.

El propósito de esta caja, es la de transmitir un un gasto equivalente y constante al reactor por dos ramales de tuberías de distintos diámetros.

Esta caja será de concreto y constará de tres cámaras que tendrán la siguiente función :

Cámara principal ; Es donde llegará el influente proveniente del cárcamo, y hasta que el flujo alcance una altura podrá vertirse hacia las otras dos cámaras.

Cámaras secundarias ; El flujo de la cámara principal se dividirá en dos por medio de vertedores y pasará a las cámaras secundarias en donde por medio de tuberías y con la carga hidráulica se distribuirán equitativamente en el reactor anaerobio.

#### 7.3.1.- PARAMETROS Y DISEÑO DE CAJA REPARTIDORA DE FLUJO.

Por cuestiones constructivas se determinó las dimensiones que serán de :

2 x 2 m de largo      2 m de altura.

Lo que rige el diseño de estas cajas es ;

(1) Que tengan vertedores con un tirante adecuado para poder repartir el flujo a las dos cámaras secundarias. Esto se logra con la fórmula de Francis para vertedores rectangulares:

$$Q = 1.858 L H^{3/2}$$

Donde :

Q = Gasto máximo = 60 lps

L = Longitud del vertedor = 0.9 m

H = Tirante

$$\text{Despejando} \Rightarrow H = \left( \frac{Q}{1.858 \cdot L} \right)^{2/3}$$

$$H = 0.108 \text{ m} = 11 \text{ cm}$$

(2) Que en la segunda cámara haya la carga hidráulica necesaria, esto es que el tirante de agua en la cámara sea mayor que las pérdidas, con ello aseguramos de que el flujo por la tubería viajará con la velocidad adecuada, para la salida del flujo al reactor anaerobio. Para lograrlo, es necesario calcular las pérdidas de carga por fricción y piezas especiales en el ramal que va hacia el reactor anaerobio.

Para calcular el diámetro óptimo de tuberías en los ramales se tienen que tomar en cuenta los siguientes parámetros:

- (a) Que la velocidad promedio en la tubería sea de 1 m/seg, y con el gasto se puede calcular un diámetro de tubería.
- (b) Que las pérdidas por fricción y por piezas especiales estén alrededor de 0.5 m - 0.6 m.

En la tabla siguiente se calcularán las pérdidas por fricción y piezas especiales para la tubería de la caja de repartición al reactor anaerobio.

Las pérdidas por fricción estarán dadas por las fórmulas de Chezy - Manning

$$h_f = K L Q^2$$

Donde:

$h_f$  = Pérdida por fricción en metros.

$K$  = Coeficiente en función del diámetro del tubo y del material de mismo.

$L$  = Longitud de tramo a analizar.

$Q$  = Gasto que pasará por la tubería.

Las pérdidas por piezas especiales estarán determinadas por:

$$h_f = K v^2 / 2g$$

Donde:

$h_f$  = pérdida por pieza especial en metros.

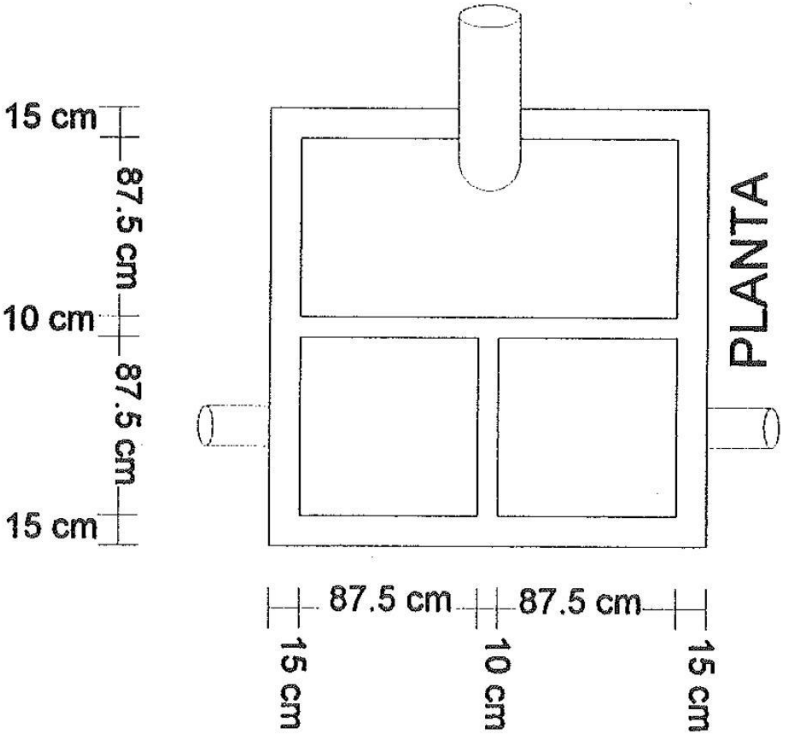
$K$  = Coeficiente en función del tipo de pieza ( codo, válvula, etc )

$V$  = velocidad del fluido por la tubería.

$g$  = Gravedad.

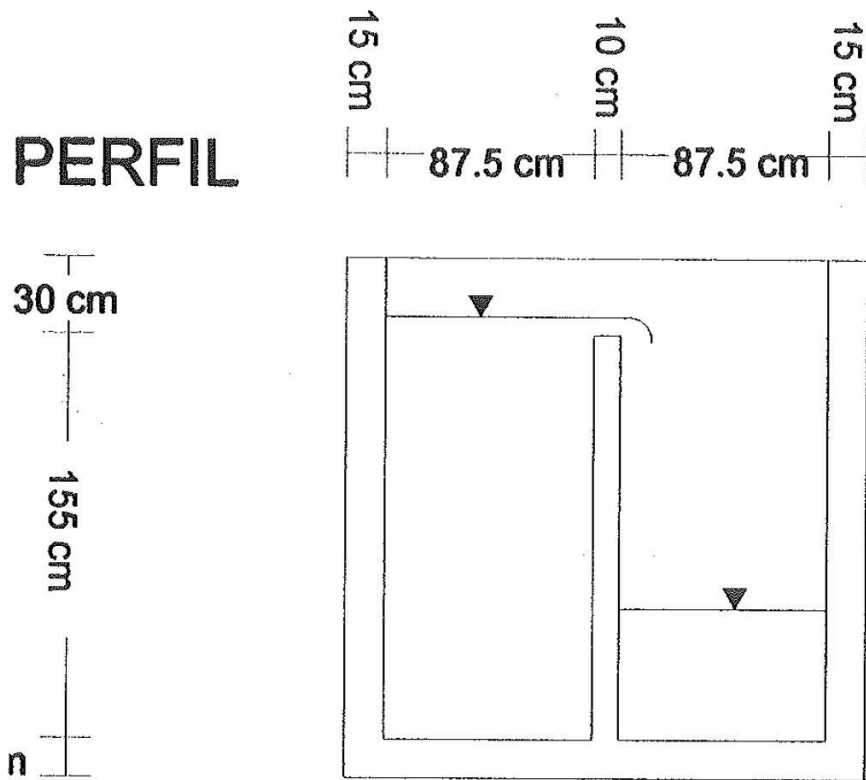
Estos coeficientes "K" para pérdidas se determinan de los apuntes de agua potable.

# CAJA REPARTIDORA DE FLUJO

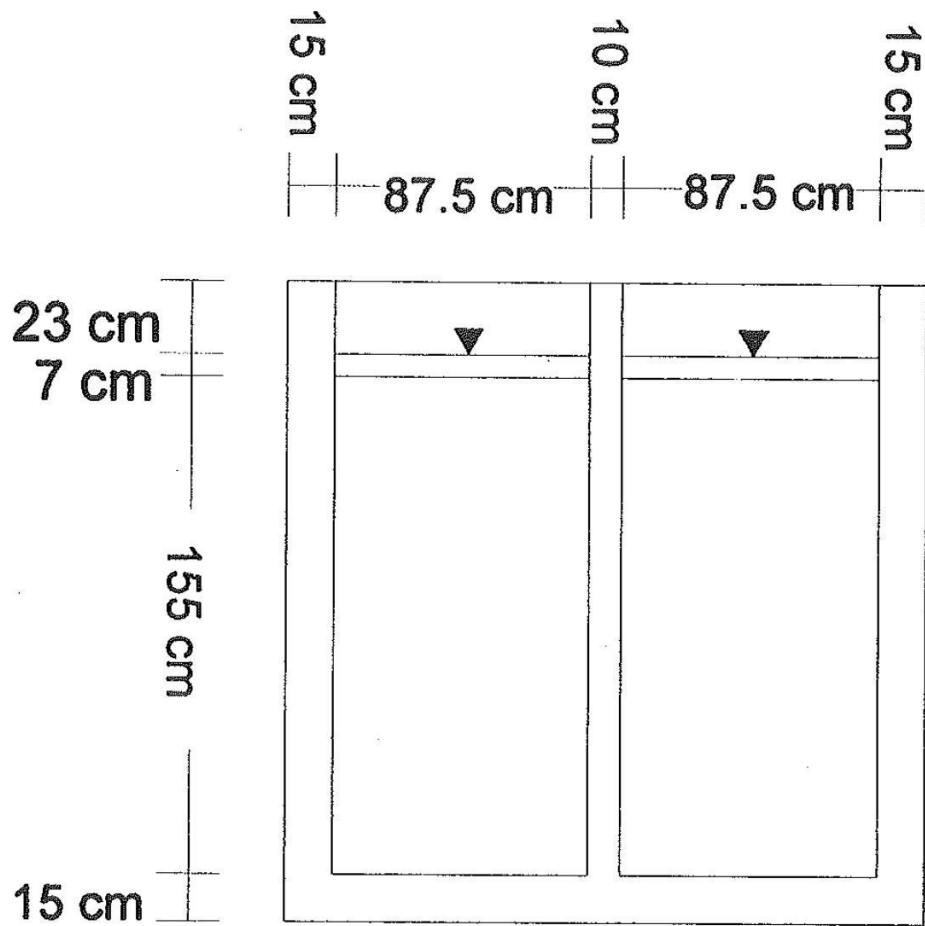


# CAJA REPARTIDORA DE FLUJO

PERFIL

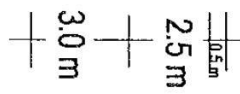
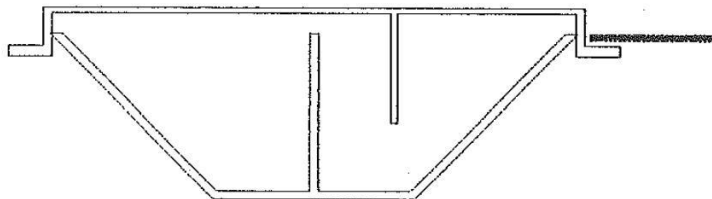
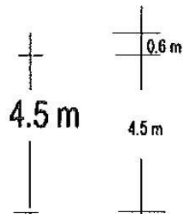
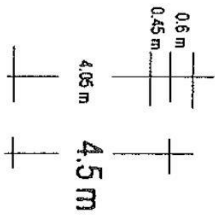
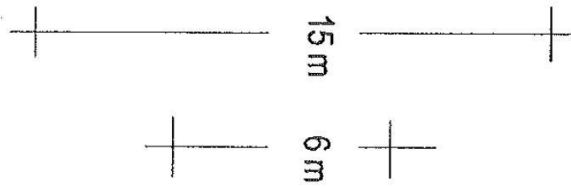
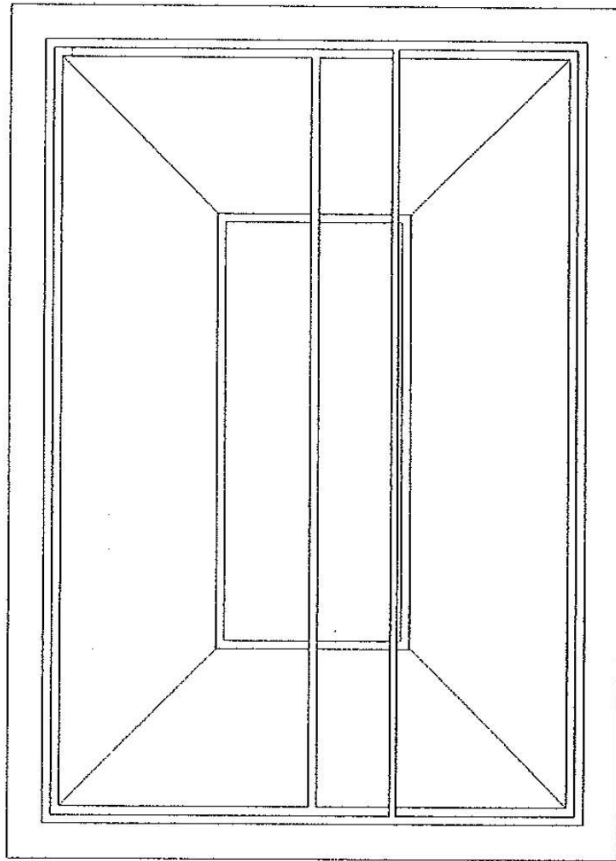
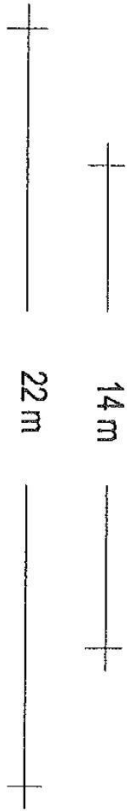
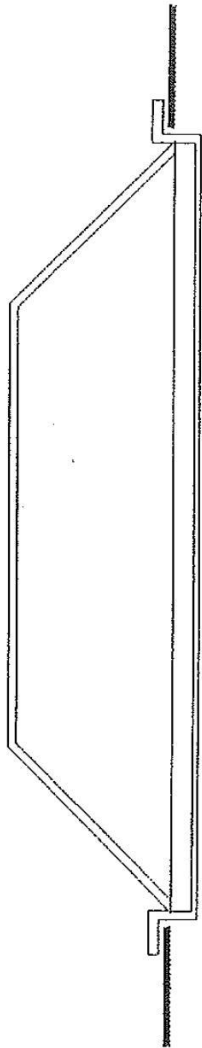


# CAJA REPARTIDORA DE FLUJO



FRENTE

# REACTOR ANAEROBIO



## 8. - REACTOR ANAEROBIO.

Antes de empezar con el diseño del reactor anaerobio, es necesario conocer algunos antecedentes sobre éste sistema de tratamiento.

Todavía hace algunos años se pensaba que los reactores anaerobios eran de muy deficiente funcionamiento, puesto que para tratar el agua residual se tenían que tener tiempos de retención demasiado grandes y lo que generaba tanques demasiado grandes con grandes volúmenes, además de que se caracterizaban por fuertes olores fétidos. Lo que hizo que los reactores aerobios tomarán mucho auge, pero este tipo de tratamientos son demasiado caros tanto en su construcción como en su operación y mantenimiento, además de que son susceptibles a cambios de carga orgánica y de flujo.

Estudios recientes sobre reactores anaerobios han diseñado nuevos sistemas eficaces y económicos que pueden reducir hasta en un 80% la DBO, como son :

- (1) UASB ; Upflow, Anaerobic, Sludge, Blanket.
- (2) EGSB ; Cama de lodos granular expandida.

Dos requisitos básicos para el óptimo funcionamiento de un reactor anaerobio son:

- (1) El tratamiento debe contener una abundante masa de lodos.
- (2) Un contacto intenso en medio del material orgánico y masa bacteriana.

Para esto hay que idear un método para retener los lodos. Como sabemos el agua residual tiene cuatro constituyentes .

- (a) Sólidos suspendidos.
- (b) Materia orgánica biodegradable.
- (c) Nutrientes ( Nitrógeno y fósforo )
- (d) Organismos coliformes.

Para describir el metabolismo del material orgánico, hay 2 parámetros para ver la concentración de microorganismos.

- (a) Componentes orgánicos que se pueden oxidar.
- (b) Componentes orgánicos que tienen carbón orgánico.

En la ingeniería sanitaria hay 2 pruebas standards que se basan en la oxidación de la materia orgánica :

(a) DBO ; Demanda bioquímica de oxígeno.

(b) DQO ; Demanda química de oxígeno.

Otro concepto muy importante es la carga orgánica en un sistema , que es ; la masa del influente por unidad de tiempo, y está dada por la fórmula :

$$C.O. = Q \times DBO_{medio}$$

Donde :

C.O. = Carga orgánica.

Q = Gasto

DBO = Demanda bioquímica de oxígeno en gr/día.

En los nuevos diseños de reactores anaerobios (UASB), el 20% de la materia oxidada es soltada al exterior y el otro 80% es convertida en gas metano( energía libre ). El promedio de energía soltada por la oxidación de materia orgánica es de aprox. 3.3 kcal/gr DQO , de está energía, 0.66 kcal/gr DQO es soltado al exterior y 2.64 kcal/gr DQO está presente en la producción de gas metano. Lo que nos da: que de cada 1 kg DQO/día, 800 gr/día son digeridos.

La combustión de gas metano produce energía de; 2.98 kcal/gr de DQO, como regla se puede establecer que para una conversión de energía a poder eléctrico : Por cada 1 kg DQO se pueden obtener 35 watts de potencia eléctrica  
día

### 8.1.- PRODUCCION DE LODOS.

Todos lo procesos producen lodos de desecho que hay que remover.

PARAMETROS	AEROBIO	ANAEROBIO
Energía requerida watt / kg DQO día	20 - 30	-35
Producción de lodos kg sólidos suspendidos volátiles	0.2 - 0.3	0.05 - 0.15
Naturaleza del lodo de desecho	Inestable	Estable
Interrupción del suministro de substratos	< 2 semanas	Varios meses

La materia orgánica después de haber pasado un tratamiento biológico, puede tener las siguientes cuatro formas :

- (1) Lodo
- (2) Gas metano.
- (3) Mineralizado.
- (4) En el efluente.

#### 8.1.1.- APLICACION DE DIGESTION ANAEROBIA PARA EL TRATAMIENTO DE AGUA RESIDUAL.

En medio de factores que determinan la eficiencia de la materia orgánica biodegradable , lo siguiente es importante :

- La naturaleza de la materia que se va a remover.
- La adaptabilidad de factores del medio ambiente para la digestión anaerobia.
- La cantidad retenida de materia bacteriana viable.
- El diseño del reactor anaerobio, ya sea que el reactor consista en compartimientos que operen en serie.
- El tiempo de retención del agua residual en el proceso anaerobio.

La transformación de la materia se hace en diferentes fases en un reactor anaerobio. Los diferentes pasos para la digestión anaerobia de proteínas, carbohidratos y lípidos son cuatro.

**HIDROLISIS** .- Convierte componentes complejos, por medio de la mediación de exo - enzimas , que son excretadas por una bacteria fermentativa. Las proteínas son degradadas a amino ácidos , carbohidratos a azúcares y lípidos en ácido graso y glicerina.

En la práctica la hidrólisis está limitada por el rango de digestión anaerobia, en particular , la conversión de lípidos se hace lenta abajo de los 20° c

**ACIDOGENESIS**.- Los compuestos disueltos, generados en la licuefacción, tomados en las celdas de las bacterias fermentativas y después en la acidogénesis son excretados como compuestos orgánicos simples semejantes a ácidos grasos volátiles, alcohol, ácido láctico y compuestos minerales semejantes al carbon dióxido, hidrógeno, amonia.

La fermentación acidogénesis es llevada a cabo por un grupo de bacterias las cuales son anaeróbicas en su mayoría , como sea, algunas bacterias son facultativas y solo pueden metabolizar la materia orgánica via oxidación. Esto es importante en el tratamiento de agua residual por obligar al proceso a la metanogénesis.

**ACETOGENESIS**.- Los productos de la acidogénesis son convertidos en un producto final para la producción de metano ; acetatos, hidrógenos y carbón dióxido, una fracción aproximada del 70% de DQO originalmente presente en el influente es convertido en ácido acético, y el restante es concentrado en forma de hidrógeno. Dependiendo del estado de oxidación de la materia orgánica, la formación de ácido acetílico es acompañada por la formación de dióxido de carbono ó hidrógeno. La conversión del influente orgánico en acido acético es acompañado por la formación de hidrógeno.

**METANOGENESIS.-** Metanogénesis frecuentemente es el último paso en la digestión anaerobia, aunque con baja temperatura tal vez se realiza la hidrólisis.

El metano es producido del acetato de la reducción de dióxido de carbono por hidrógeno usando bacterias como ; acetóphilic, acetatos, etc.

Dos puntos importantes con respecto a los diferentes procesos que ocurren durante la digestión anaerobia :

- La materia orgánica removible ( DQO ) es limitada para liberar hidrógeno, solo el 30% de la materia orgánica es convertida a metano vía hidrógeno.
- La fermentación ácida tiende a causar una disminución en el PH por que la producción de ácido grasos, esto hay que tomarlo en cuenta porque la acidogénesis solo se desarrolla en valores neutrales de PH.

Si por alguna razón el rango de ácido removido de las producciones de metano bajan detras del rango de producción de ácido, la red de producción de ácido tiende a decrecer el PH, de este modo se reduce la acción metanogénica, en la practica este fenómeno se le conoce como Souring ( Agriando ), esto es de lo mas común en las fallas del sistema. Este daño puede abatirse controlando niveles de PH.

### 8.1.2.- FACTORES AMBIENTALES

La temperatura, PH, presencia de nutrientes y la ausencia de tóxicos en el influente influyen en la eficiencia del reactor anaerobio.

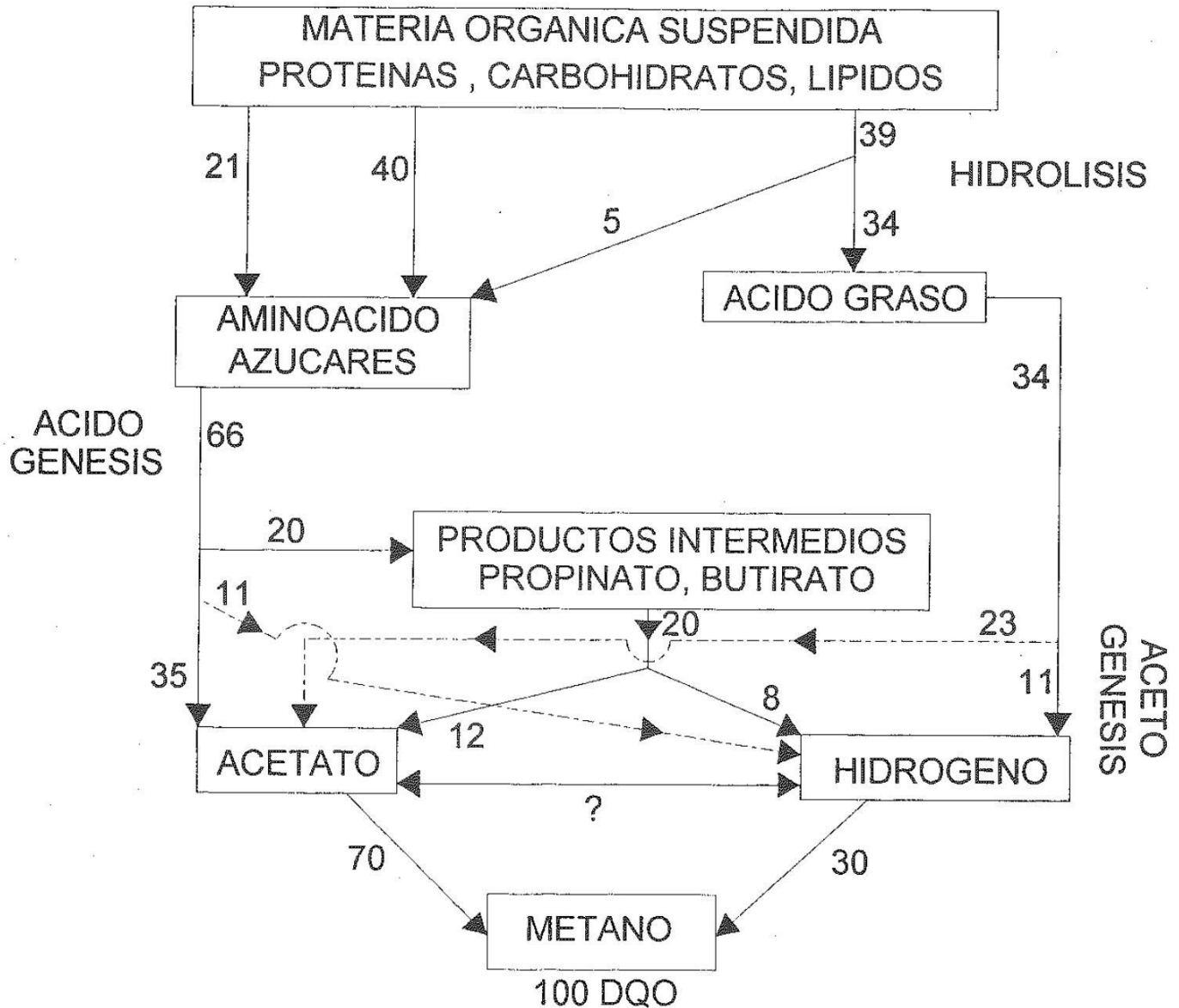
Temperatura .- La óptima es de 30°C- 40°C .La producción de combustión de la obtención de metano se obtiene de la digestión de 500  $\frac{\text{mg DQO}}{\text{lt}} = 1.5 \frac{\text{kcal}}{\text{lt}}$

PH .- Es importante porque la metanogénesis solo actua con valores medios de PH , las bacterias son sensibles a los bajos y altos rangos de PH. La estabilización del PH en el reactor ,es estabilizado después de un equilibrio iónico de diferentes ácidos - base presentes en el sistema.

Componentes tóxicos .- La toxicidad no es normalmente un problema en el sistema anaerobio debido a que las bacterias anaerobias trabajan mejor con altos contenidos de nutrientes ( carga orgánica ) como nitrógeno y fósforo.

# SECUENCIA DE REACCION ANAEROBICA PARA DESTRUIR MACROMOLECULAS

LOS NUMEROS SON REFERENCIA DE PORCENTAJES EXPRESADOS EN DQO



## SISTEMAS DE ALTO RANGO.

Estos sistemas se caracterizan por mecanismos para retención de lodos, los sistemas basados en la separación líquida - sólida con retorno de sólidos separados al reactor, en esta categoría están los procesos de contacto como es el reactor (UASB), un equivalente de estos sistemas son los llamados de lodos activados (proceso aerobio)

### 8.1.3.- REACTOR ANAEROBIO (UASB).

El diseño convencional de este reactor fue desarrollado por Lettinga y colaboradores en Holanda (1970), y de este diseño se desarrolló otro más novedoso y eficiente como es el (UASB, de tres fases). Una parte importante de este reactor, son las fases separadoras, que dividen al reactor en tres cámaras:

- Una zona baja de flujo ascendente y de digestión.
- Una zona de sedimentación y flujo horizontal.
- Una zona de flujo ascendente con película fina (Biotech).

FASE 1.- El influente tiene que ser introducido lo más uniforme posible por la parte de abajo, con una velocidad de descarga de 1m/seg para llegar a la parte media del tanque con 0.67 m/seg. Todas las partículas, (bacterias, sólidos suspendidos, etc) con esa velocidad de descarga son empujadas hacia arriba, pero dependiendo de cada partícula (su gravedad específica) unas lo harán más rápido que otras. La escuadría del tanque (forma) de una pirámide truncada inversa, hace que la velocidad vaya disminuyendo, al ser más grande el área superficial y el gasto constante (fórmula de continuidad), entonces llega el momento en que los dos vectores de fuerza se igualan; (1) El que produce la descarga del influente por la parte de abajo y (2) El producido por la gravedad específica de la partícula. Esto produce que la partícula se mantenga en suspensión en un punto determinado.

Tal efecto se produce en todas las partículas que entran al sistema, lo que forma una red, donde las partículas más grandes se suspenderán en partes bajas y formada la red no dejarán subir a las partículas pequeñas, y la red se hará más grande y es lo que se conoce como manto de lodos (de partículas retenidas "bacterias"). Todo material orgánico que llega al sistema tiene que pasar por este manto de lodos y ahí es donde se produce la digestión de la materia orgánica. Para que esto se lleve a cabo se tiene que tener un tiempo de retención de aproximadamente 6 - 8 hrs.

Si el flujo sale de la descarga ( tubería ) en una sola dirección ascendente, producirá que el manto nunca se forme puesto que estos caminos de flujo tenderán a romper la red formada y habrá fugas. El flujo tiene que tener un movimiento oscilatorio, esto es para mantener el manto de lodos dinámico y las partículas lleguen a la red de todas direcciones, esto es que el influente no debe salir siempre en una sola dirección. Pero este movimiento no debe ser tan grande que pueda romper el manto de lodos. Para evitar todo esto, se pondrán unos cobertores cónicos en cada salida de la red de tubería del reactor para crear turbiedad y que el influente salga en todas direcciones.

Este aditamento además de evitar romper la cama de lodos, evita el uso de muchas salidas de flujo ( muchos ramales ).

FASE 2 .- Las partículas que logren pasar el manto de lodos, así como lodos que se desprendan de la red, se obligarán a seguir un flujo descendente horizontal que precipitará su sedimentación manteniéndolos en el fondo del tanque, produciéndose así un lecho de lodos, que también estará digiriendo la materia orgánica del influente.

Este lodo podrá ser removido por medio de bombas manuales y depositados sin ningún problema ni tratamiento posterior en cualquier parte que se desee ( fertilizar, relleno sanitario, etc ) ya que el tiempo de estancia de los lodos anaerobios son largos de aprox. 6 meses y el lodo que produce de desecho sale en un estado estable ( como carbon ) por que la materia orgánica fué oxidada al máximo. Esta fase cumple cuatro funciones específicas ; Colector de biogas( Burbujas de gas ) que escapan de la fase 1. Permite sedimentar los sólidos suspendidos que se escapan en la fase 1. Ayuda a mantener bajo en sólidos totales suspendidos. Ayuda a recibir excedentes, cuando la cama de lodos se sobre sature.

FASE 3 .- En esta fase el flujo volverá a hacerse ascendente y debido a un dispositivo llamado Biotech, que no es otra cosa que paneles de plástico que aumentan la carga superficial y esto hace que el influente todavía con muchas bacterias, coliformes ( sólo los mas grandes ) y algunas partículas como sólidos suspendidos se retengan en este panel y el efluente del reactor salga lo mas limpio posible.

Cabe hacer mención que en todas las fases del reactor se estará produciendo una desintegración de la materia orgánica por lo que en todas las fases se generará gas metano. Este gas se puede dejar ir al exterior o se puede incinerar y posteriormente se ocupa como forma de combustible, ya sea para alumbrado , máquinas, etc.

Para que un sistema anaerobio funcione es necesario que carezca de oxígeno para esto el reactor se cubrirá con polipropileno negro, herméticamente sellado dejando solo cavidades para la acumulación y posterior desalojo del gas producido.

## 8.2 .- DISEÑO DEL RECTOR ANAEROBIO ( UASB )

La forma y tamaño del reactor. En las aguas de baja concentración ( como aguas caseras ) el rango hidráulico es el mas importante parámetro para diseñar la dimensión del reactor. Otro parámetro importante importante es el tiempo de retención hidráulico, este parámetro a sido establecido practicamente, lo que experiencias anteriores dan como óptimo un tiempo de retención hidráulico de 6 hrs para climas arriba de 18° c y para climas moderados 10° c - 14° c un tiempo de retención de 12 - 14 hrs.

Para estos dos parámetros se puede obtener el volúmen del reactor con la siguiente ecuación :

$$V_r = Q_i \cdot T_r$$

Donde :

$V_r$  = Volúmen de reactor ( m<sup>3</sup> )

$Q_i$  = Gasto medio de entrada al reactor ( m<sup>3</sup>/seg )

$T_r$  = Tiempo de retención hidráulico ( hr )

Para volúmenes que excedan 100 m<sup>3</sup> es conveniente usar sistemas modulares, esto además de reducir costos de inversión, lo hacen flexible.

El tercer elemento de diseño es la altura del reactor la elección para una altura de diseño depende del volúmen del reactor así como de la velocidad de ascenso relacionada con su área superficial. La practica ha dado como optimas las alturas que van de 4 m - 6 m , con estas alturas se logra un optimo en la digestión en el sistema.

Otro elemento importante es el desplante del reactor, que se construya a un nivel donde se evite que el reactor permanezca vacío.

La altura del reactor tiene importancia para la eficiencia de la remoción de materia orgánica, el flujo ascendente ( velocidad ) está directamente relacionada con la altura del reactor, como la velocidad no debe exceder cierto valor para retener una suficiente cantidad de lodos, la altura del reactor es limitada, por otro lado la velocidad excesiva del líquido reduce el tiempo de retención hidráulico. Todas estas relaciones se describen con la siguiente fórmula :

$$V_i = Q_i / A = V_r / T_r \cdot A = H / T_r$$

Donde :

$V_i$  = Velocidad de flujo en cierta área superficial.

$Q_i$  = Gasto en esa area superficial.

$A$  = Area superficial.

$V_r$  = Volumen del reactor.

$T_r$  = Tiempo de retención.

$H$  = Altura del reactor anaerobio.

Para estos reactores convencionales el promedio de velocidad no debe exceder el 1m/seg para tiempos de retención hidráulico de 6 hrs, la altura puede ser de 4 - 6 m siempre que el reactor tenga un  $T_r = 6$  hrs.

Para dimensionar la forma del reactor se propone con la fórmula de continuidad que la velocidad en donde estará la cama de lodos será de aprox. 0.67 m/seg

El tiempo de retención de 6 hrs es para la ( fase 1 ) , en la fase 2 o fase separadora de flujo horizontal se propone un tiempo de retención hidráulico de 3 - 4 hrs, para lograr una buena sedimentación por lo que para diseñarlo se considerará la fórmula de tiempo de retención hidráulico.

Para dejar la fase 3 con el remanente de tiempo de retención. Si la norma propone que para el reactor ( UASB tres fases ) el tiempo de retención hidráulico total es de 12 - 14 hrs, si la fase 1 tiene 6 hrs de  $T_r$  y la fase 2 tiene 3hrs entonces la última fase o de biotech tendrá un tiempo de retención de aprox. 3 hrs Dandonos un total de 12 hrs de retención total en todo el reactor.

El reactor se diseño haciéndolo como un reactor completo, con un tiempo de retención de 12 Hrs, lo cual para separar las cámaras se dividirán con mamparas de láminas de plástico, apoyadas en columnas, para separar la fase 1 se pondrá la mampara a la mitad del reactor y para separar la fase 2 también se separará de la misma manera. El talud para los bordos en los dos sentidos del reactor sera de  $K = 1:1$ , por razones constructivas y de acuerdo con los parámetros de velocidad y altura.

El reactor anaerobio tendrá una red de distribución de flujo por 2 ramales de tubería y cada ramal tendrá cuatro salidas de flujo, lo que por ser dos ramales se tendrán 8 salidas de flujo.

Apoyado sobre las columnas medias se asentará un andador, el propósito de este andador es la de poder expulsar los lodos cuando sea necesario ( por medio de una bomba portatil ) además de tomar de ahí los covertedores del reactor para mantenerlo hermeticamente cerrado. En las hojas siguientes se mostrarán los parámetros de diseño del reactor anaerobio.

La salida del flujo del reactor se hará por medio de 5 pequeñas cajas repartidoras de flujo y cada caja repartirá un gasto igual, para después pasar a una o unas cajas de cloración que se ubicarán en la salida de cada vertedor.

**DIMENSIONES, CAPACIDAD Y TIEMPOS  
DE RETENCION EN REACTOR ANAEROBIO**

**GASTOS DE DISEÑO**

Gasto Medio Diario	lts/seg	20
	m3/día	1728
	Gal. Día	456539
Gasto Máximo Horario ( Qmed x 2.95 )	lts/seg	59
	m3/día	5098
	Gal. Día	1346790
Número de módulos		1

OPCION 1	OPCION 2
----------	----------

**REACTOR ANAEROBIO DE TRES FASES**

**DATOS DEL REACTOR ( TOTAL )**

Ancho Superior	m	15.00	15.00
Largo Superior	m	22.00	22.00
Area Superior	m2	330.00	330.00
Altura	m	4.00	4.50
Talud K	X : 1	1.00	1.00
Area Media	m2	198.00	183.75
Ancho Inferior	m	7.00	6.00
Largo Inferior	m	14.00	13.00
Area Inferior	m2	98.00	78.00
Volumen Total	m3	810.44	852.66
Tiempo Retención Total	hr	11.26	11.84
	día	0.47	0.49

**FASE 1: Flujo ascendente con manto de lodos FAML ( UASB )**

**Datos del Módulo**

Ancho Superior	m	7.50	7.50
Largo Superior	m	22.00	22.00
Area Superficial	m2	165.00	165.00
Prof. del Agua	m	4.00	4.50
Pendiente Bordos Int.	X : 1	1.00	1.00
Ancho Inferior	m	3.50	3.00
Largo Inferior	m	14.00	13.00
Area Inferior	m2	49.00	39.00
Volumen del Reactor ( Fase 1 )	m3	405.22	426.33

Tiempo de Retención (Tr)	hr	5.63	5.92
	Día	0.23	0.25

**Velocidad de Ascenso  
para Gasto Medio**

Inicial	m/hr	1.47	1.85
Medio	m/hr	0.73	0.78
Final	m/hr	0.44	0.44

**Velocidad de Ascenso  
para Gasto Máximo**

Inicial	m/hr	4.33	5.45
Medio	m/hr	2.15	2.31
Final	m/hr	1.29	1.29

**FASE 2 : FLUJO HORIZONTAL FH**

**Datos del Módulo**

Ancho Superior	m	3.00	2.50
Largo Superior	m	22.00	22.00
Area Superficial	m2	66.00	55.00
Profundidad del Agua	m	4.00	4.50
Pendiente Bordo Interior	X : 1	1.00	1.00
Ancho Inferior	m	3.00	2.50
Largo Inferior	m	14.00	13.00
Area del Fondo	m2	42.00	32.50
Volumen del Reactor	m3	216.00	196.88
Tiempo de Retención	hrs	3.00	2.73
	Día	0.13	0.11

<b>Carga Superficial</b>			
Gasto Medio	m3/m2*día	32.00	39.50
Gasto Máximo	m3/m2*día	94.40	116.52

**FASE 3 : FLUJO ASCENDENTE CON PELICULA FIJA**

**DATOS POR MODULO**

Largo Superior	m	22.00	22.00
Ancho Superior	m	4.50	5.00
Area Superficial	m2	99.00	110.00
Profundidad del Agua	m	4.00	4.50
Pendiente Bordo Interior	X : 1	1.00	1.00
Area del Fondo	m2	7.00	6.50
Volúmen del Reactor	m3	189.22	229.45
Tiempo de retención	hr	2.63	3.19
	Día	0.11	0.13

**Carga Superficial Equivalente ( al usar módulos plásticos )**

Gasto Medio	m3/m2*día	8.15	7.38
Gasto Máximo	m3/m2*día	24.05	21.78

**PERDIDAS POR FRICCION Y PIEZAS ESPECIALES  
PARA LA RED TUBERIA DEL REACTOR ANAEROBIO  
PARA LOS DIAMETROS PROPUESTOS**

PERDIDAS POR FRICCION		Se calculará por la fórmula de Chezy-Maning					
			hf = K L Q <sup>2</sup>				
TRAMO	GASTO lps	DIAMETRO plg	n Tubo PVC	K	L m	hf m	2 x hf m
2-3	30	8	0.009	4.096	3.000	0.011	
4-5	30	8	0.009	4.096	1.9	0.007	
6-7	30	8	0.009	4.096	5.8	0.021	
8-9	30	8	0.009	4.096	0.45	0.002	
10-11	15	6	0.009	18.999	1.625	0.007	0.0139
12-13	15	6	0.009	18.999	0.3	0.001	0.0026
14-15	7.5	4	0.009	165.154	1.5	0.014	0.0279
PERDIDAS POR PIEZAS ESPECIALES		Se calculará en base a manuales.					
TRAMO	GASTO lps	DIAMETRO plg	vel <sup>2</sup>	2g m/seg <sup>2</sup>	K	hf m	2 x hf m
1-2	30	8	0.856	19.62	0.5	0.0218	
3-4	30	8	0.856	19.62	0.75	0.0327	
5-6	30	8	Por tablas			0.0075	
7-8	30	8	Por tablas			0.0075	
9-10	30	8	0.856		4.096	0.0479	0.0958
11-12	15	6	0.676	19.62	0.75	0.0258	0.0517
13-14	15	6	0.676		18.999	0.0427	0.0855
15-16	7.5	4	0.856	19.62	0.75	0.0327	0.0654
16-sal	7.5	4	0.856		165.54	0.0279	0.0559
					SUMA hf	0.111	
Q = 60 lps					SUMA DE 2hf		0.3987
Q1 = 30 lps	Diam = 8"	Vel = 0.925 m/seg					
Q2 = 15 lps	Diam = 6"	Vel = 0.822 m/seg			SUMA TOTAL =		0.509
Q3 = 7.5 lps	Diam = 4"	Vel = 0.94 m/seg			POR RAMAL		

## CALCULO DE CAJAS VERTEDORAS DE SALIDA DEL DEL REACTOR ANAEROBIO.

$$Q_{\max} = 59 \text{ lps}$$

Como serán 5 cajas vertedoras, cada caja llevará un gasto de :

$$Q_{\text{caja}} = 11.8 \text{ lps}$$

Por francis.

$$Q = 1.838 L H^{2/3}$$

Despejando " L "

y considerando altura de tirante de 5 cm.

$$L = Q / (1.838 * 0.05^{3/2}) = 0.57 \text{ m}$$

Cálculo de tubería de salida para cada caja del reactor Anaerobio.

$$A = Q / V$$

Considerando una velocidad de salida de 1m/seg

$$Q = 0.0118 \text{ m}^3 / \text{seg}$$

$$V = 1 \text{ m / seg}$$

$$A = 118 \text{ cm}^2$$

$$d = 5 \text{ plg}$$

Proponemos una tubería de 6" de diam.

$$V = 0.67 \text{ m / seg}$$

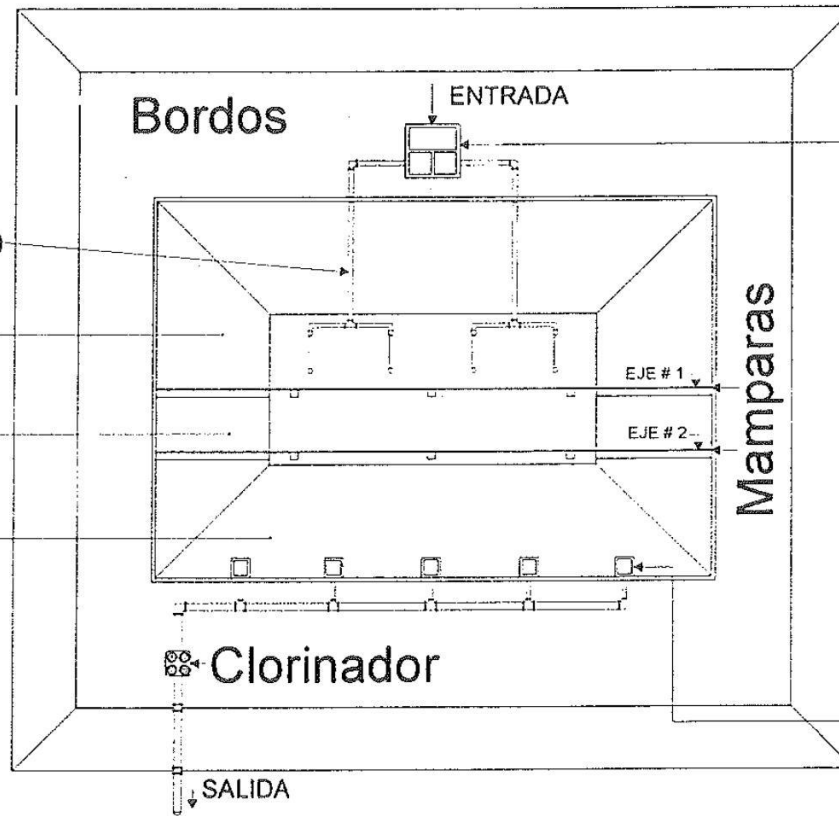
# REACTOR ANAEROBIO

Red de abastecimiento

fase 1

fase 2

fase 3



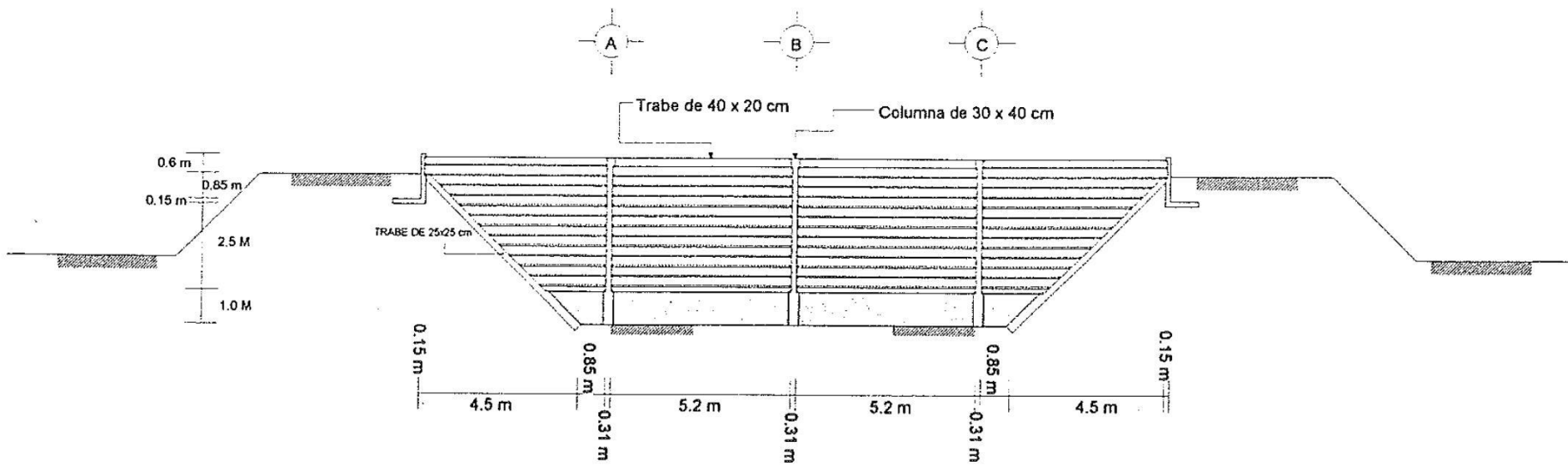
Caja repartido de flujo

PLANTA

vertedores de salida

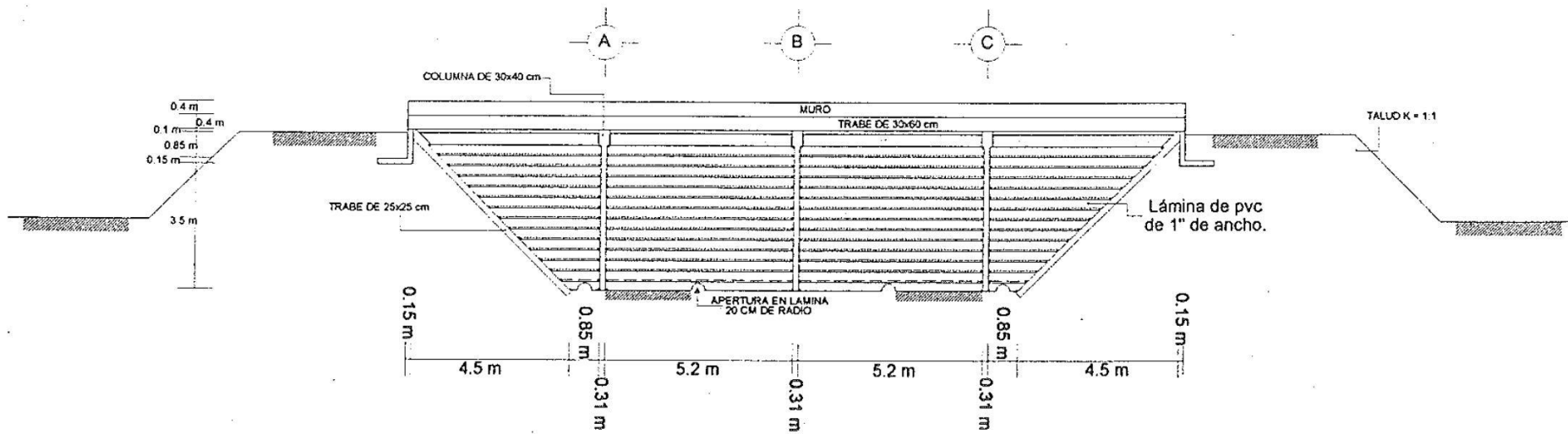
# REACTOR ANAEROBIO

EJE # 2

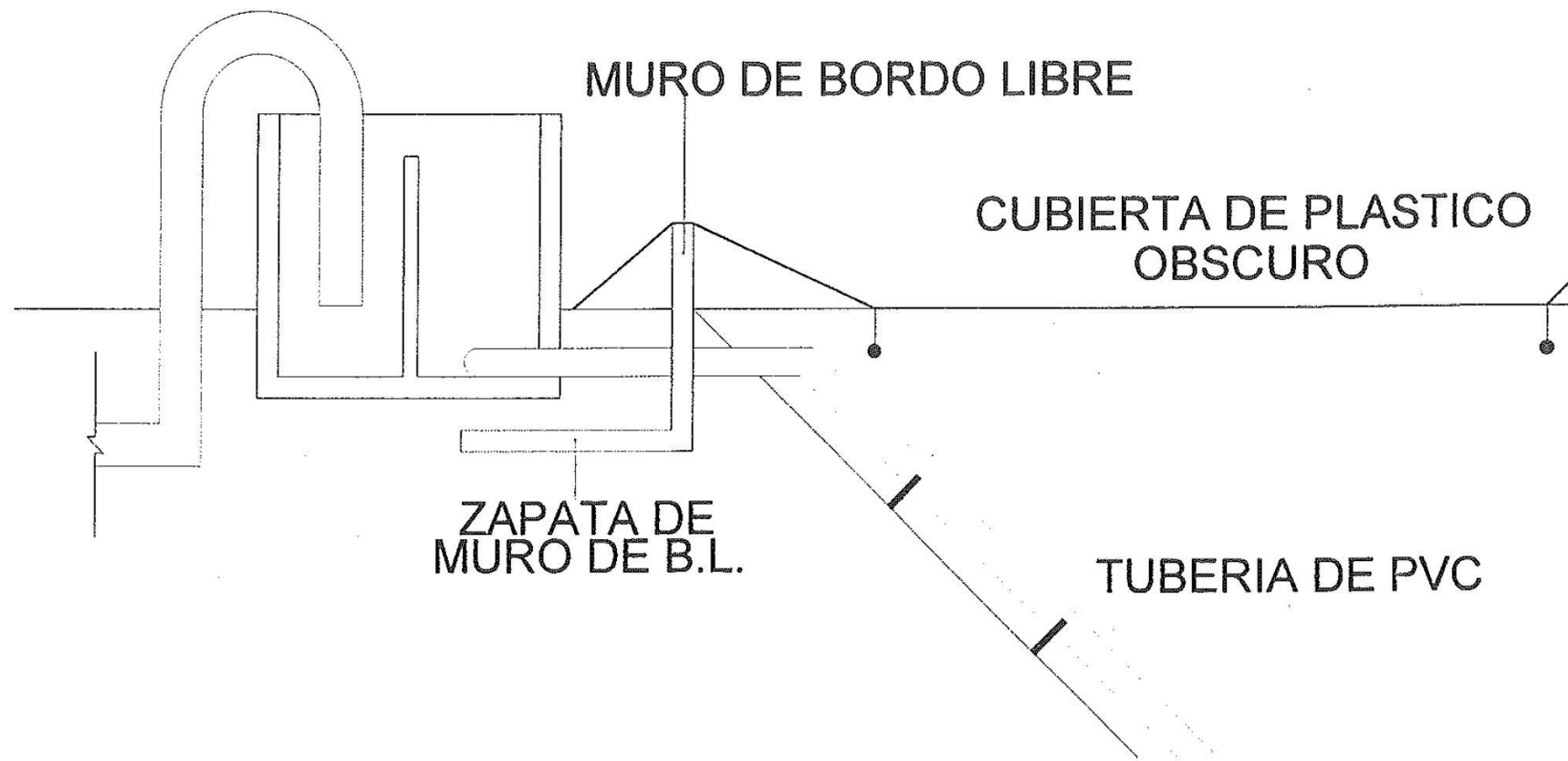


# REACTOR ANAEROBIO

EJE # 1





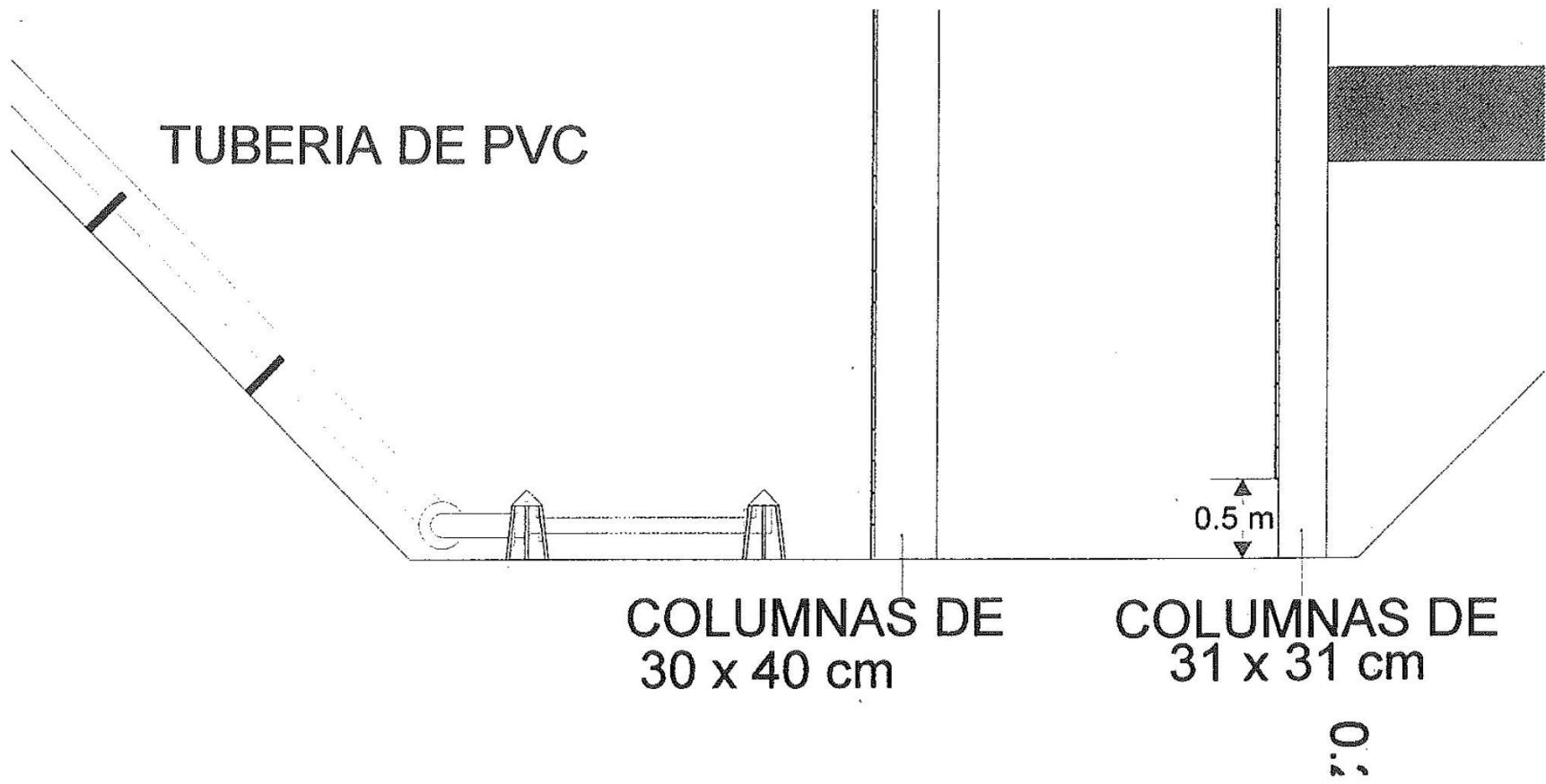


MURO DE BORDO LIBRE

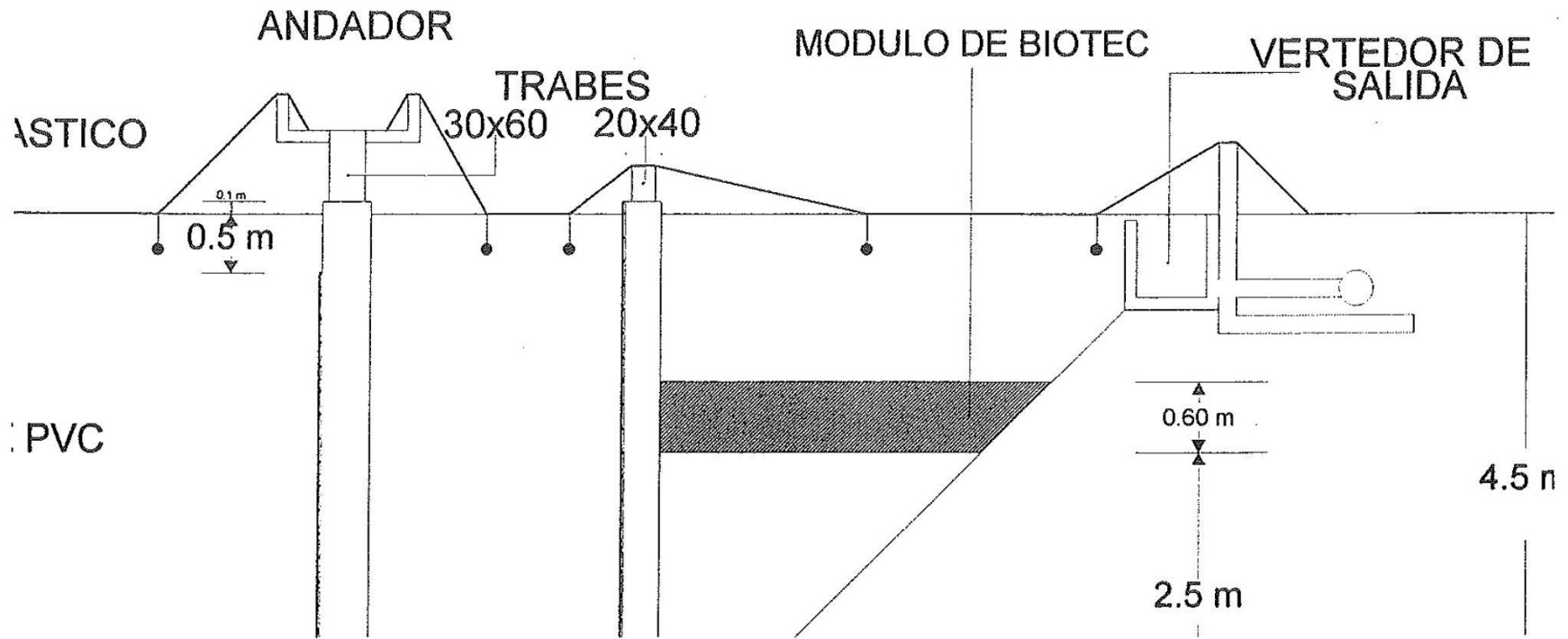
CUBIERTA DE PLASTICO  
OBSCURO

ZAPATA DE  
MURO DE B.L.

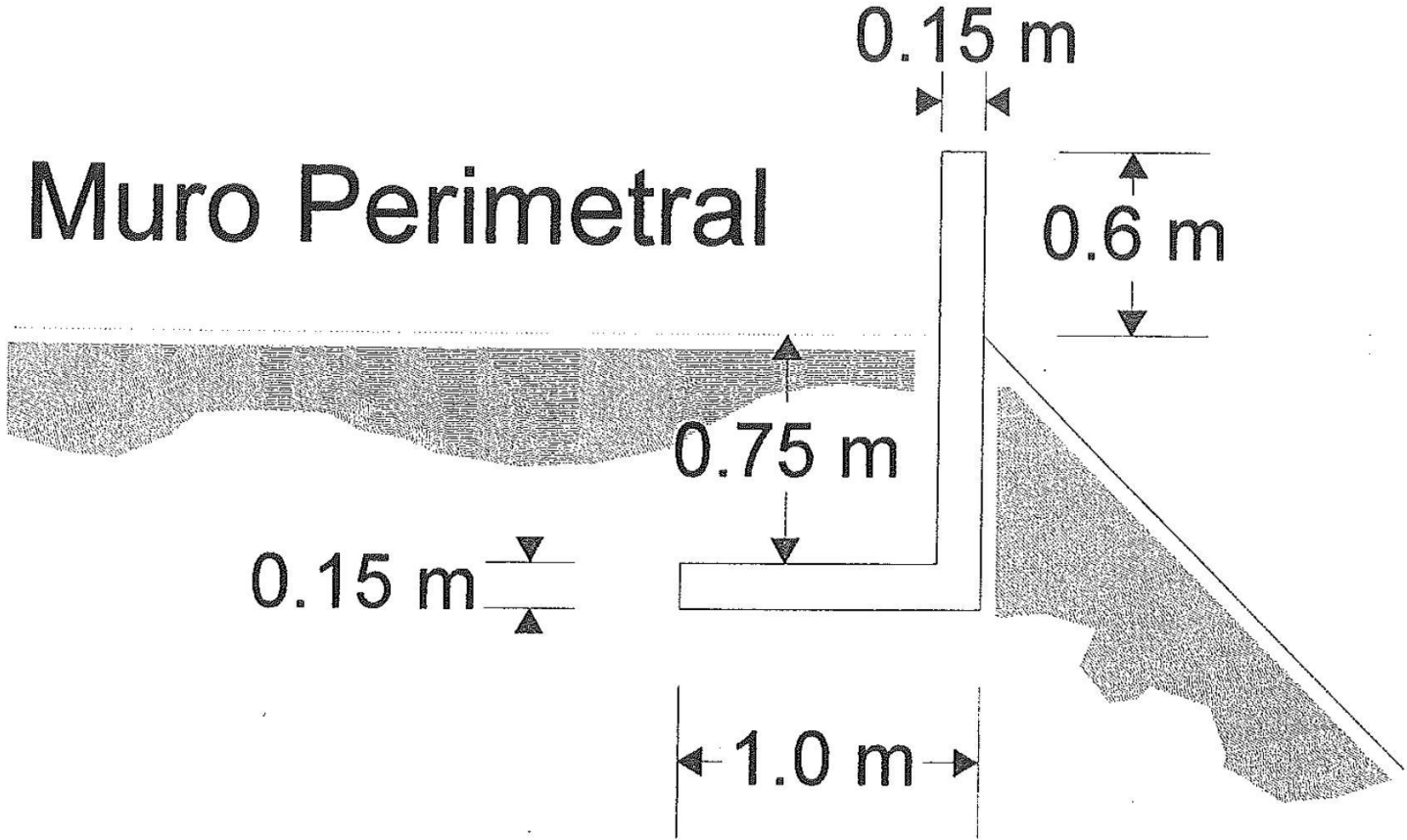
TUBERIA DE PVC



# DEL LUJO



# Muro Perimetral



**8.3.- CLORACION** .- La función de la cloración es la de darle al agua residual una desinfección, por contacto con cloro, que resulte económico. Todas las bacterias que quedan en el efluente serán pasadas por un contacto con pastillas de cloro que se activarán con la presencia del fluido. Estas cajas no es necesario diseñarlas puesto que están construídas de fabrica y lo único necesario es dejar una pequeña preparación para su colocación.

**CALCULOS  
ESTRUCTURALES.**

## 9.- CALCULOS ESTRUCTURALES.

El diseño estructural de los tanques contenedores de agua fueron diseñados con la teoría elástica, aunque esta teoría de diseño, da como resultado estructuras más robustas y por lo tanto un poco antieconómicas, pero para el caso de estos tanques de poca dimensión no es muy notable de una teoría a otra (plástica), el cambio de dimensiones de los tanques. La base para escoger esta teoría de diseño es la sencillez para el cálculo para este tipo de estructuras como son :

- Desarenador
- Cárcamo de bombeo.
- Caja repartidora de flujo.

Para las estructuras de concreto reforzado que se encontrarán en el reactor anaerobio como son :

Los 2 marcos del reactor (Trabes y columnas), el andador y la cimentación de los marcos. Serán diseñados con la teoría plástica, para estas estructuras se escogió la teoría plástica porque durante la carrera fue la teoría de diseño vista para las estructuras antes mencionadas.

Para los tanques que se diseñaron con la teoría elástica, se ocupó el manual de la secretaria de asentamientos humanos y obras públicas (SAHOP), con el título de ; **Normas De Diseño Estructural Para Obras De Abastecimiento De Agua Potable Y Alcantarillado Sanitario En Localidades Urbanas de La República Mexicana** ; además del reglamento del ACI -318-77.

Para las estructuras diseñadas con la teoría plástica se basa en el reglamento del ACI - 318 - 90 , además de la bibliografía usada en la materia Estructuras de Concreto Reforzado.

Para diseñar las estructuras se necesita saber el tipo de suelo donde se desplantará la estructura por lo que para efectos de cálculo, se supondrá que el desplante de las estructuras se hará en arenas sin partículas finas, que tendrá las siguientes características :

Angulo de fricción interna =  $\mu = 35^\circ$

Peso volumétrico =  $\gamma = 1800 \text{ kg/m}^3$

Los coeficientes a usar serán los siguientes para la teoría elástica :

- Cuando el muro no está en contacto con el agua.

$$f_y = 4000 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_c = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_c = 0.45 f_c = 90 \text{ kg/cm}^2$$

$$k = \frac{1}{1 + f_s / (h f_c)} = 0.3$$

$$j = 1 - k/3 = 0.9$$

$$K = 0.5 f_c k j = 12.2$$

$$f_s = 0.5 f_y = 1700 \text{ kg/cm}^2$$

- Cuando el muro está en contacto con el agua.

$$f_y = 4000 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_c = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$k = 0.339$$

$$j = 1 - k/3 = 0.887$$

$$K = 13.53 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = 0.85 f_y = 1700 \text{ kg/cm}^2$$

Nomenclatura usada :

$f_y$  = Limite de fluencia del acero de refuerzo  $\text{kg/cm}^2$

$f_c$  = Resistencia a la compresión del concreto a 28 días  $\text{kg/cm}^2$

$\mu$  = Esfuerzo de adherencia  $\text{kg/cm}^2$

$f_s$  = Fatiga de trabajo del acero  $\text{kg/cm}^2$

$f_c$  = Esfuerzo de trabajo en compresión del concreto  $\text{kg/cm}^2$

$V$  = Cortante máximo  $\text{kg}$

$v$  = Esfuerzo cortante  $\text{kg/cm}^2$

$v_c$  = Esfuerzo cortante del concreto  $\text{kg/cm}^2$

$A_s$  = Area de acero de refuerzo  $\text{cm}^2$

$A_{st}$  = Area de acero por temperatura  $\text{cm}^2$

$b$  = Ancho de la sección  $\text{cm}$

$d$  = Peralte efectivo de la sección  $\text{cm}$

$h$  = Peralte total de la sección  $\text{cm}$

$M_u$  = Momento último de diseño  $\text{kg}\cdot\text{cm}$

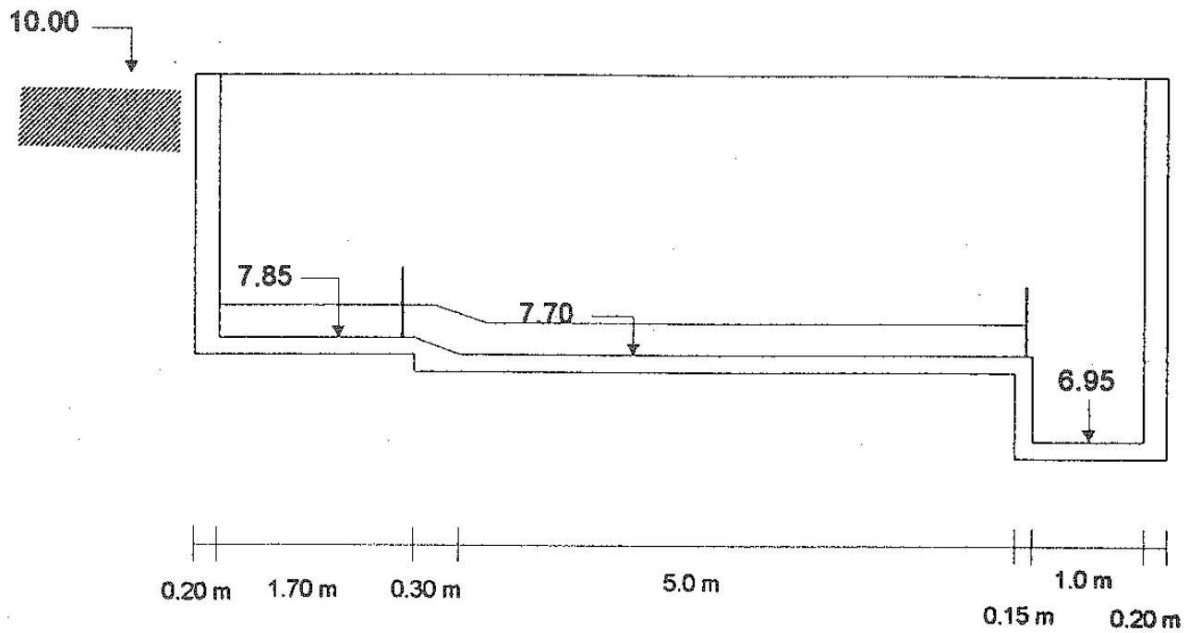
$w$  = Carga lineal  $\text{kg/m}$

$A_v$  = Area de varilla  $\text{cm}^2$

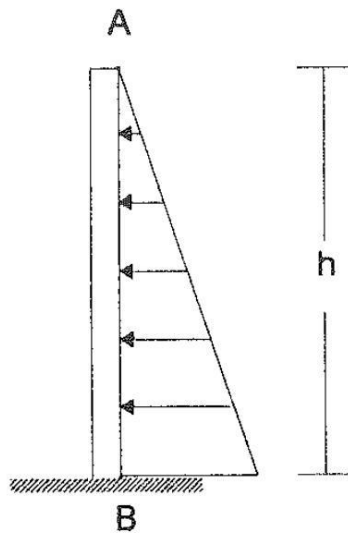
$\phi_v$  = Diámetro de varilla  $\text{cm}$

### 9.1.- DISEÑO ESTRUCTURAL DEL DESARENADOR.

Este se diseñará tomando en cuenta la presión del material, puesto que la del agua no cuenta por ser un flujo de poca profundidad ( 1 pie ).



El muro se calculará como una viga en empotramiento y cantiliver.



Para calcular el empuje del material, se ocupa la teoria de Rankine para una distribución de carga triangular:

$$P = c w h$$

Donde:

$P$  = Presión ejercida por el material ( kg/m<sup>3</sup> )

$c$  = Coeficiente de carga, Donde:

$$c = \frac{1 - \text{sen } \mu}{1 + \text{sen } \mu}$$

$\mu$  = Angulo de fricción interna ( según al material )

$w$  = Peso volúmetrico del material ( kg/m<sup>3</sup> )

$h$  = Altura ( m )

Se tomará lo mas profundo del tanque, que es donde las presiones del suelo son máximas. Considerando estas presiones se calculará el tanque.

El suelo donde se desplantará la estructura, se supondrá con las siguientes condiciones.

Arena o grava sin partículas finas

$\mu = 35^\circ$

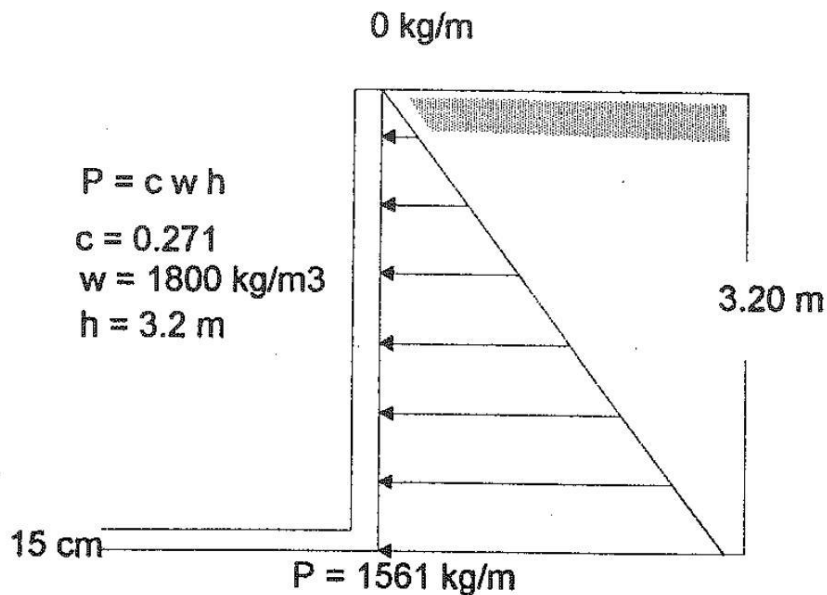
peso volumétrico = 1800 kg/m<sup>3</sup>

$$c = 1 - \text{sen } 35 / 1 + \text{sen } 35 = 0.271$$

$$P = c w h$$

$$P = 0.271 \cdot 1800 \text{ kg/m}^3 \cdot 3.2 \text{ m}$$

$$P = 1561 \text{ kg/m}^2$$



ANALIZANDO EL MURO EN EL SENTIDO VERTICAL.

$$\sum M_a = 0$$

$$M_a - (2497.6 \times 3.2 / 3) = 0$$

$$M_a = 2664.1 \text{ kg} \cdot \text{m} \quad (+)$$

$$M_a = 266410.6 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$\sum F_y = 0$$

$$R_a - 2497.6 = 0$$

$$R_a = 2497.6 \text{ kg} \uparrow$$

Para calcular el peralte y area de acero del muro, se usará el momento máximo.

El peralte queda :

$$d = \sqrt{\frac{M_u}{K b}} = \sqrt{\frac{266410.6 \text{ kg} \cdot \text{cm}}{(13.53)(100)}} = 14 \text{ cm} \approx 15 \text{ cm}$$

$$\therefore h = 20 \text{ cm}$$

Y el área de acero queda :

$$A_s = \frac{M_u}{f_s j d} = \frac{266410.6 \text{ kg} \cdot \text{cm}}{(1700)(0.887)(15)} = 11.77 \approx 12 \text{ cm}^2$$

Lo que nos da un armado de :

con fierro de  $\phi$  5/8"

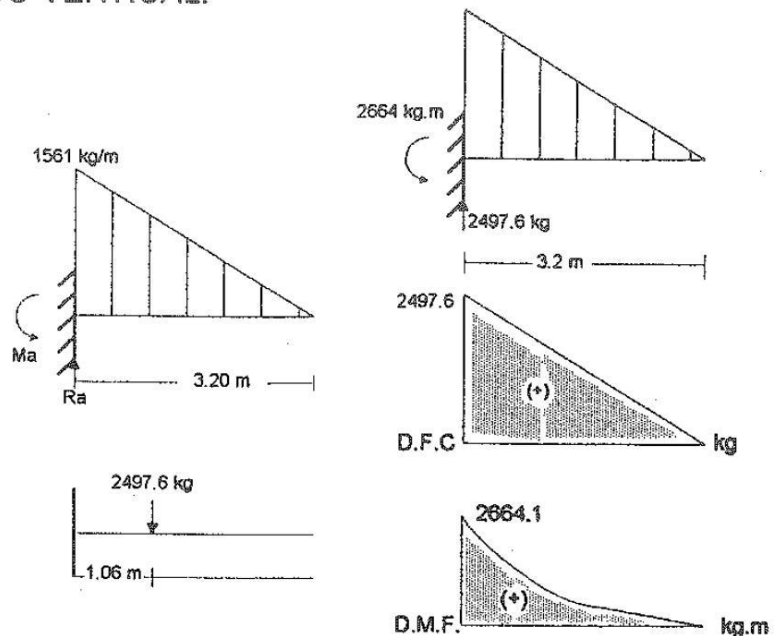
$$\# \text{ varillas} = \frac{A_s}{A_v} = \frac{12 \text{ cm}^2}{1.979 \text{ cm}^2} = 6.06 \approx 6 \text{ varillas}$$

$$\text{Separación} = b / \# \text{ varillas} = 100 \text{ cm} / 6 = 16.6 \text{ cm}$$

Quedando :  $\phi$  5/8" @ 17 cm

$$\text{Adherencia : } \mu = \frac{3.2 \sqrt{f_c}}{\phi_v} = \frac{3.2 \sqrt{200}}{1.587} = 28.52 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sum 0 = V / \mu j d = \frac{1576.5 \text{ kg}}{(28.52)(0.887)(15)} = 6.58 \text{ cm} < 6 \phi 5/8" = 29.9 \text{ cm}$$



Por cortante actuante :  $V_{max} = 2497.6 \text{ kg}$

$$v = \frac{V_{max}}{b d} = \frac{2497.6}{(100)(15)} = 1.66 \text{ kg/cm}^2$$

Cortante admisible del concreto :  $V_c = 0.53 \sqrt{f_c} = 0.53 \sqrt{200} = 7.49 \text{ kg/cm}^2$

Acero por temperatura :

$$A_{st} = 0.0025 b h$$

$$A_{st} = 0.0025 (100)(20) = 5 \text{ cm}^2 < A_S$$

se queda armado de refuerzo "As"

ANALIZANDO SENTIDO HORIZONTAL.

En el sentido horizontal se armará con acero por temperatura, porque el empuje del terreno para un metro de largo no es significante.

Acero por temperatura ;  $A_{st} = 0.0025 b h = 5 \text{ cm}^2$

Armando con varilla de  $\phi \frac{1}{2}$ "

$$\# \text{ varillas} = \frac{5 \text{ cm}^2}{1.27 \text{ cm}^2} = 3.93 \approx 4 \text{ varillas}$$

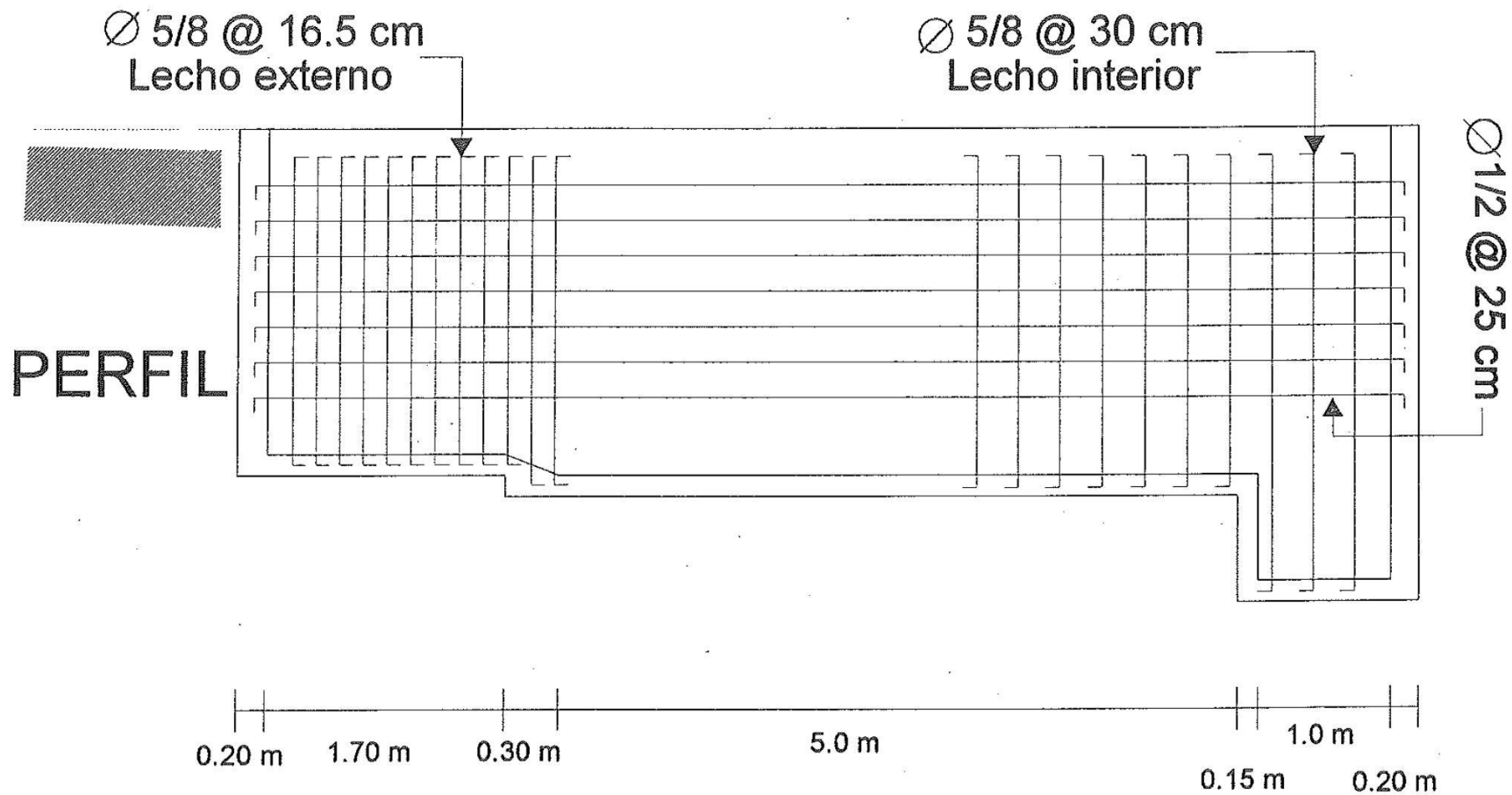
$$\text{Espaciamiento} = 100 / 4 = 25 \text{ cm}$$

Armado ; Varilla de  $\phi \frac{1}{2}$ " @ 50 cm. en 2 lechos

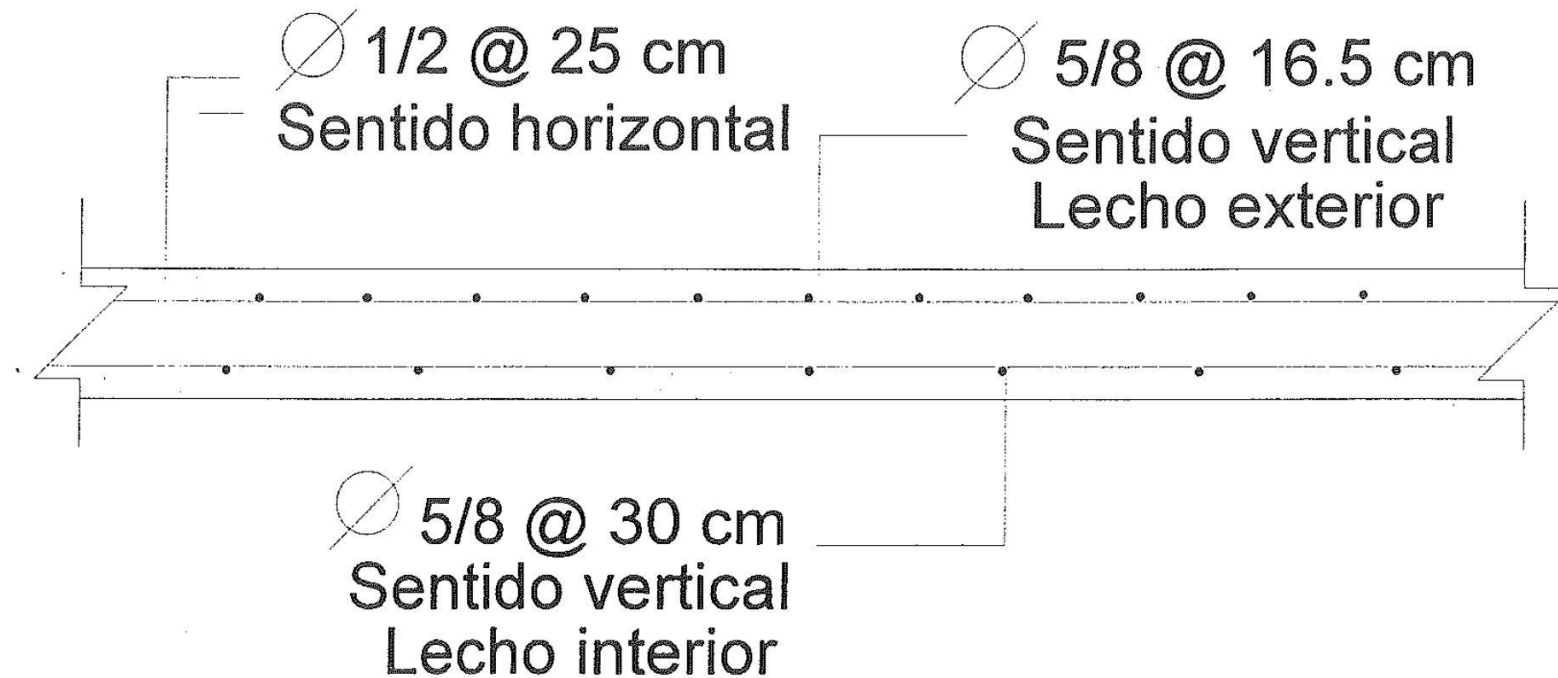
Checar separación mínima =  $3 h \Rightarrow \text{Sep. min} = 3(20 \text{ cm}) = 60 \text{ cm}$

Los dos armados (vertical y horizontal) cumplen con la separación mínima.

# ARMADO DE MUROS



# PLANTA DEL MURO DESARENADOR



## ANALIZANDO LA LOSA DE FONDO.

Primero se analizarán las fatigas sobre el terreno.

Peso propio del tanque :

$$\begin{aligned}
 \text{Muros} &\rightarrow 2 \cdot 2.75\text{ m} \cdot 0.20\text{ m} \cdot 8.5\text{ m} \cdot 2400\text{ kg/m}^3 = 22440\text{ kg} \\
 \text{Muro interior} &\rightarrow 0.5\text{ m} \cdot 8.5\text{ m} \cdot 0.10\text{ m} \cdot 2400\text{ kg/m}^3 = 1020\text{ kg} \\
 \text{Muros laterales} &\rightarrow 2 \cdot 1.5\text{ m} \cdot 2.75 \cdot 0.20\text{ m} \cdot 2400\text{ kg/m}^3 = 3960\text{ kg} \\
 \text{Losa de fondo} &\rightarrow 2\text{ m} \cdot 8.5\text{ m} \cdot .020\text{ m} \cdot 2400\text{ kg/m}^3 = \underline{10200\text{ kg}} \\
 \Sigma &= 37620\text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$\text{Area de la base ; } 8.5\text{ m} \cdot 2\text{ m} = 17\text{ m}^2$$

$$\text{Fatigas sobre el terreno ; } \sigma = \frac{37620\text{ kg}}{17\text{ m}^2} = 2213\text{ kg/m}^2$$

$$\text{Fatiga admisible sobre el terreno} = \sigma_{\text{adm}} = 15000\text{ kg/m}^2$$

$$\sigma_{\text{adm}} > \sigma \quad \text{ok!}$$



$$s = 2\text{ m}$$

$$l/s = 8.5 / 2 = 4.25 > 2$$

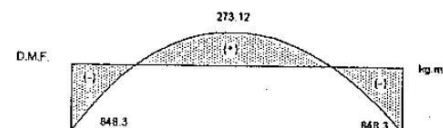
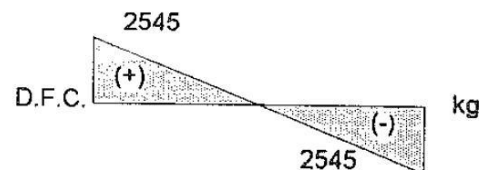
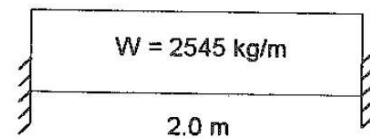
$$l = 8.5\text{ m}$$

Se calculará como una losa en un solo sentido.

Por sismo el reglamento permite aumentar un 15% la fatiga sobre el terreno.

$$\text{Entonces ; } \sigma_{\text{act}} = 2213 + 15\% = 2545\text{ kg/m}^2$$

DIAGRAMA DE MOMENTOS FLEXIONANTES Y FUERZAS CORTANTES



En función del diagrama de momentos, el peralte quedará :

$$d = \sqrt{\frac{M_u}{K b}} = \sqrt{\frac{84833.3 \text{ kg} \cdot \text{cm}}{(13.53)(100)}} = 7.9 \text{ cm} \approx 8 \text{ cm}$$

$\therefore d = 10 \text{ cm y } h = 15 \text{ cm}$

Y el área de acero queda :

$$A_s = \frac{M_u}{f_s j d} = \frac{84833.3 \text{ kg} \cdot \text{cm}}{(1700)(0.887)(10)} = 5.62 \approx 6 \text{ cm}^2$$

Lo que nos da un armado de :  
con  $\phi \frac{1}{2}$ "

$$\# \text{ varillas} = \frac{6 \text{ cm}^2}{1.27 \text{ cm}^2} = 4.72 \approx 5 \text{ varillas}$$

$$\text{Separación} = 100 \text{ cm} / 5 \text{ varillas} = 20 \text{ cm}$$

Armado en el sentido corto =  $\phi \frac{1}{2}$ " @ 20 cm en dos lechos.

Acero por temperatura ;  $A_{st} = 0.0025 b h = 0.0025(100)(15) = 3.75 \approx 4 \text{ cm}^2$   
El armado por temperatura se hará en el sentido largo de la losa.

Quedando el armado de :

$\phi \frac{1}{2}$ " @ 33 cm en dos lechos.

Cortante. Según el diagrama de cortante :

$$V_{\text{max}} = 2545 \text{ kg}$$

$$v = \frac{V_{\text{max}}}{b d} = \frac{2545 \text{ kg}}{(100)(15)} = 1.69 \text{ kg/cm}^2$$

Cortante admisible del concreto :  $V_c = 0.53 \sqrt{f_c} = 0.53 \sqrt{200} = 7.49 \text{ kg/cm}^2$

Lo que quiere decir que la losa soportará bien el cortante.

$$\text{Adherencia : } \mu = \frac{3.2 \sqrt{f_c}}{\phi v} = \frac{3.2 \sqrt{200}}{1.27} = 35.63 \text{ kg/cm}^2$$

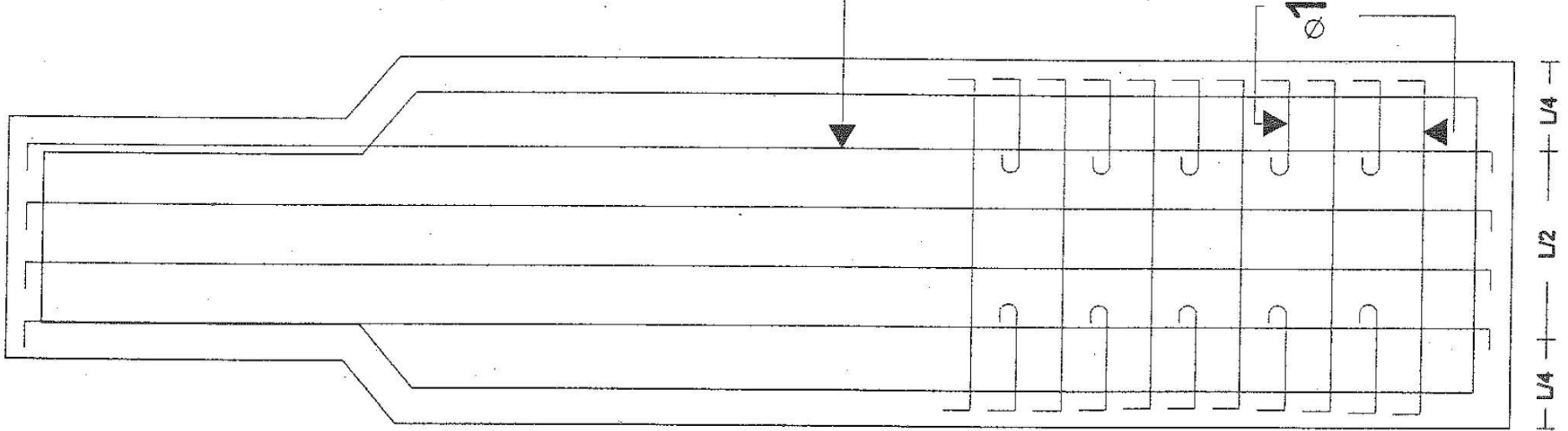
No puede pasar el esfuerzo por Adherencia de : 35 kg/m<sup>2</sup>

$$\Sigma 0 = V / \mu j d = \frac{2545 \text{ kg}}{(35)(0.887)(15)} = 5.46 \text{ cm} < 5 \phi \frac{1}{2}" = 19.9 \text{ cm}$$

# LOSA DE CIMENTACION

∅ 1/2 @ 33 cm  
dos lechos

∅ 1/2 @ 40 cm ( Dos lechos )



## 9.2.- DISEÑO ESTRUCTURAL DEL CARCAMO DE BOMBEO.

Será un cárcamo cuadrado de 5.5 m de altura por 1.5x1.5 m de lados, de eje a eje, llevará una losa de cubierta de 1.5x1.5 m que soportará dos bombas verticales con un peso de 1200 kg cada bomba.

Losa de cubierta ; Por ser cuadrada y apoyada libremente , se considerará trabajando en 2 sentidos. Para su cálculo se considera una franja unitaria de 1 m de ancho. Para calcular el peso propio se hace una primera aproximación de peralte de losa igual a 10 cm.

Cargas :

Peso propio ( carga muerta )  $\rightarrow 0.10 \text{ m} \cdot 2400 \text{ kg/m}^3 = 240 \text{ kg/m}^2$

Carga viva ( por norma )  $\rightarrow 220 \text{ kg/m}^2$

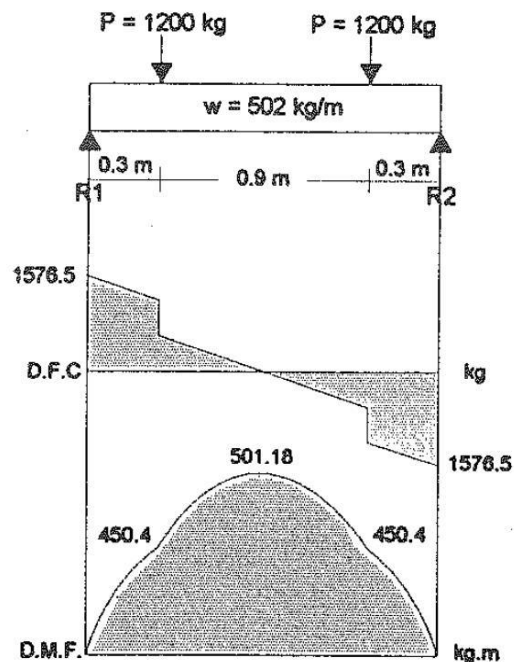
Impermeabilizante  $\rightarrow 42 \text{ kg/m}^2$

$$\Sigma = 502 \text{ kg/m}^2$$

Por 1 m de franja unitaria :

$$w = 502 \text{ kg/m}$$

DIAGRAMA DE CORTANTE Y  $M_0$  FLEXIONANTES  
DE LOSA DE CUBIERTA DEL CARCAMO



$$\sum M1 = 0 \quad (1200 \text{ kg} \cdot 0.3 \text{ m}) + (1200 \text{ kg} \cdot 1.2 \text{ m}) - R2 \cdot 1.5 \text{ m} + (502 \text{ kg/m} \cdot 1.5 \text{ m} \cdot 0.75 \text{ m}) = 0$$

$$360 + 1440 - R2 \cdot 1.5 + 546.75 = 0$$

$$R2 = \frac{2364.75 \text{ kg} \cdot \text{m}}{1.5 \text{ m}} = 1576.5 \text{ kg}$$

$$R2 = R1 = 1576.5 \text{ kg}$$

Fuerzas Cortantes:

$$0 < x < 0.3$$

$$v(x) = 1576.5 - 502(x)$$

$$v(0) = 1576.5 \text{ kg}$$

$$v(0.3) = 1576.5 - 502(0.3) = 1425.9 \text{ kg}$$

$$v'(0.3) = 1425.9 - 1200 = 225.9 \text{ kg}$$

$$0.3 < x < 1.2$$

$$v(x) = 1576.5 - 1200 - 502(x)$$

$$v(1.2) = 1576.9 - 1200 - 502(1.2)$$

$$v(1.2) = -225.9 \text{ kg}$$

$$v'(1.2) = -225.9 - 1200 = -1425.9 \text{ kg}$$

$$1.2 < x < 1.5$$

$$v(x) = 1576.5 - 1200 - 1200 - 502(x)$$

$$v(1.5) = 1576.9 - 1200 - 1200 - 502(1.5)$$

$$v(1.5) = -1576.5 \text{ kg}$$

Momento último; Por diagrama de momentos.

$$M_o \text{ max} = 501.18 \text{ kg} \cdot \text{m} = 50118 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

Revisión del peralte.

$$d = \sqrt{\frac{M_u}{K b}} = \sqrt{\frac{50118 \text{ kg} \cdot \text{cm}}{(12.2)(100)}} = 6.41 \text{ cm} \approx 7 \text{ cm}$$

$$\therefore d = 8 \text{ cm y } h = 10 \text{ cm}$$

Y el área de acero queda :

$$A_s = \frac{M_u}{f_s j d} = \frac{50118 \text{ kg} \cdot \text{cm}}{(2000)(0.9)(8)} = 3.48 \approx 3.5 \text{ cm}^2$$

Lo que nos da un armado de :  
con  $\phi$  3/8"

$$\# \text{ varillas} = \frac{3.5 \text{ cm}^2}{0.7125 \text{ cm}^2} = 4.91 \approx 5 \text{ varillas}$$

$$\text{Separación} = 100 \text{ cm} / 5 \text{ varillas} = 20 \text{ cm}$$

$$A_s = \phi \text{ 3/8"} @ 20 \text{ cm en 2 sentidos.}$$

$$\text{Checar separación ; } 3 h = 3 ( 10 ) = 30$$

$$\text{Acero por temperatura ; } A_{st} = 0.0025 b h = 0.0025 ( 100 ) ( 10 ) = 2.5 \text{ cm}^2$$

Cortante. Según el diagrama de cortante :

$$V_{\max} = 1576.5 \text{ kg}$$

$$v = \frac{V_{\max}}{b d} = \frac{1576.5 \text{ kg}}{( 100 )( 8 )} = 1.97 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Cortante admisible del concreto : } V_c = 0.53 \sqrt{f_c} = 0.53 \sqrt{200} = 7.49 \text{ kg/cm}^2$$

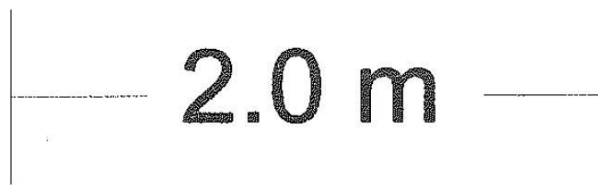
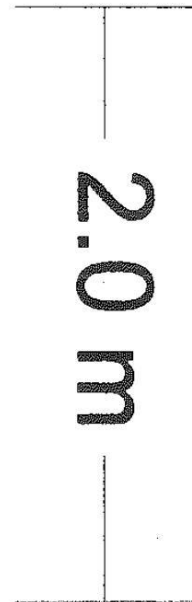
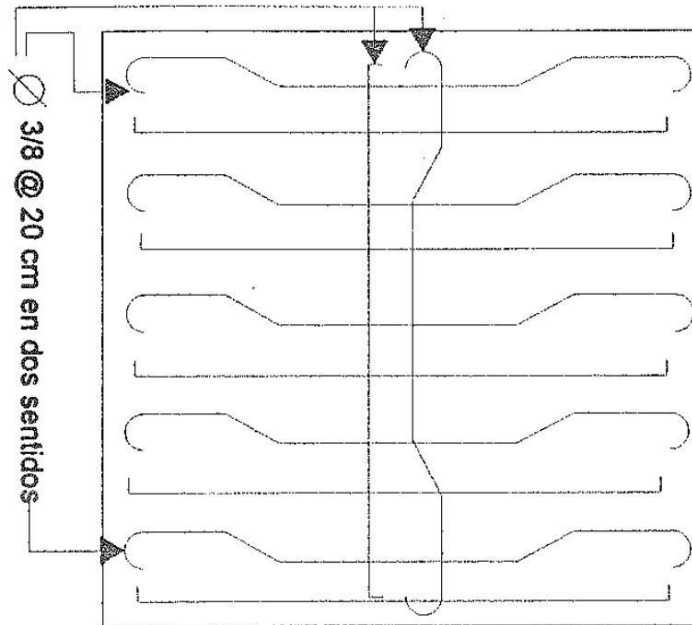
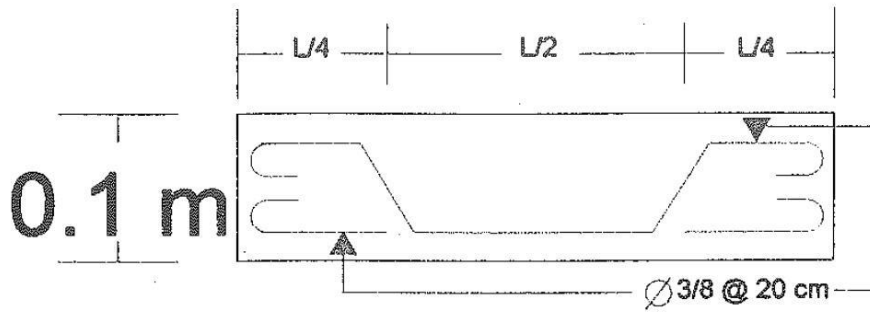
Lo que quiere decir que la losa soportará bien el cortante.

$$\text{Adherencia : } \mu = \frac{3.2 \sqrt{f_c}}{\phi v} = \frac{3.2 \sqrt{200}}{0.9525} = 47.51 \text{ kg/cm}^2$$

No puede pasar el esfuerzo por Adherencia de : 35 kg/m<sup>2</sup>

$$\Sigma 0 = V / \mu j d = \frac{2545 \text{ kg}}{(35)(0.9)( 8 )} = 6.25 \text{ cm} < 5 \phi \text{ 3/8"} = 14.96 \text{ cm}$$

# ARMADO DE LA LOSA DE CUBIERTA



## MUROS DEL TANQUE.

Considerando un suelo con las condiciones antes descritas.

Según la teoría de Rankine , para un empuje de carga del suelo con una distribución triangular.

$$c = 1 - \frac{\sin 35}{1 + \sin 35} = 0.271$$

$$P = c w h$$

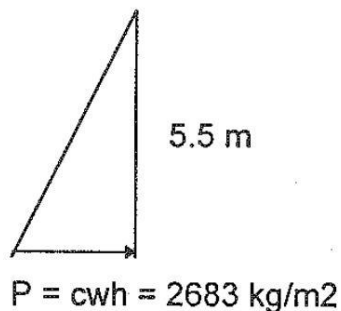
$$P = 0.271 \cdot 1800 \text{ kg/m}^3 \cdot 5.5 \text{ m}$$

$$P = 2682.9 \approx 2683 \text{ kg/m}^2$$

Para el diseño de estos tanques se considerará que cada muro es un tablero cuyos lados están empotrados lateralmente, en los muros transversales a él ; así como también en el fondo con la losa de cimentación. Contra cada muro se habrá de considerar el empuje del agua incrementado por carga accidental ó el del material, lo que resulte mas desfavorable. La condición mas desfavorable es la del terreno, por la profundidad del cárcamo, además de que el empuje del agua solo se estará ejerciendo a una media parte de la profundidad del tanque ( 2.5 m ) y como el material siempre estará ahí resistiendo la presión del agua, no es tan desfavorable, mientras que la presión del material estará siendo ejercida en toda la profundidad del tanque ( 5.5 m ) y habrá una condición desfavorable cuando el cárcamo esté vacío.

A continuación se tiene el diagrama de presiones.

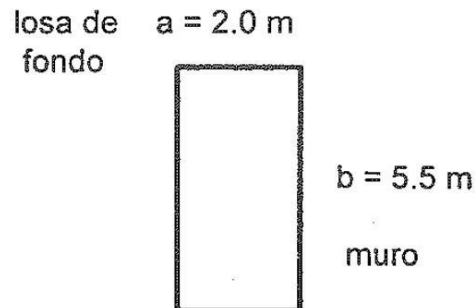
Debido al Relleno



A partir de esta presión, para diseñar los muros se aplicará el diseño de L. Esteva. Este criterio proporciona los coeficientes llamados de momento que intervienen de la siguiente manera :

Momento = Coef. De momento  $\cdot W a^2$  ; en que " W " es la máxima presión representada en el diagrama anterior , y " a " es el valor de claro del tablero en estudio, paralelo a la losa de fondo.

Los momentos en un muro o tablero están distribuidos como se ilustra a continuación.

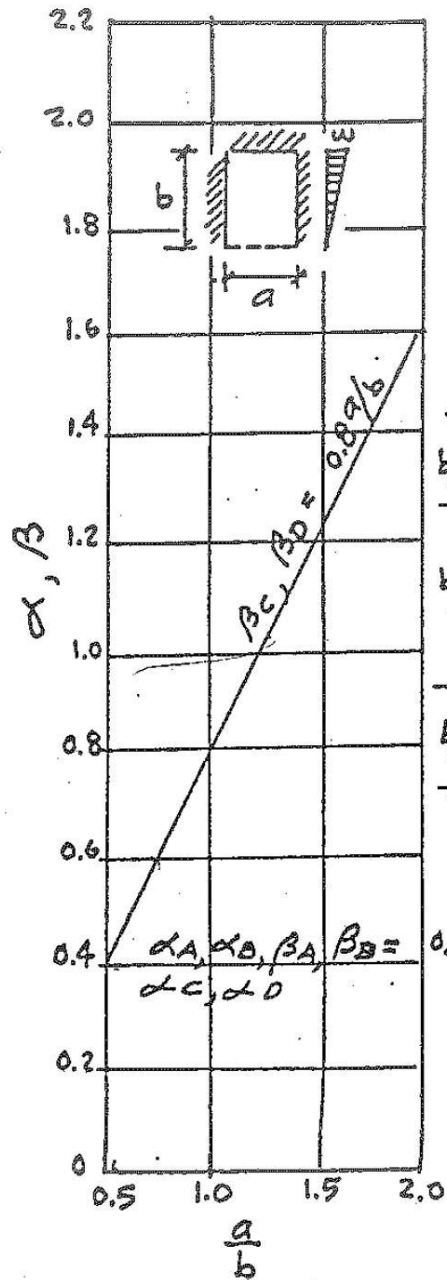


El muro se considera como 2.0 m porque se tomó en cuenta el espesor de los muros que están empotrando la estructura ( espesor supuesto )  
Calculando las relaciones siguientes :

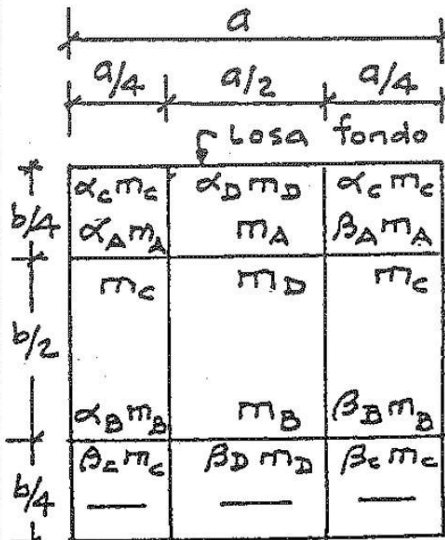
$$\frac{a}{b} = \frac{2.0 \text{ m}}{5.5 \text{ m}} = 0.36$$

$$\frac{b}{a} = \frac{5.5 \text{ m}}{2.0 \text{ m}} = 2.75$$

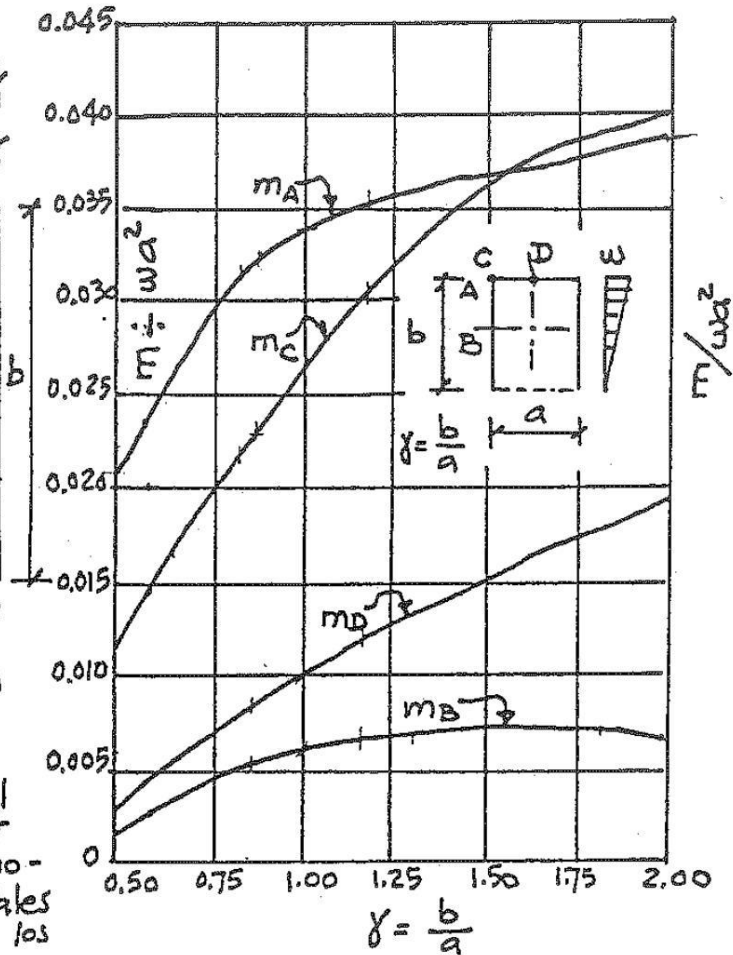
Puesto que con esos valores de, (b/a) y (a/b) como no dan los mínimos requeridos para entrar a las gráficas, se tomaron los mínimos para calcular  $\alpha$  y  $\beta$  .



GRAFICA PARA  $\alpha$  y  $\beta$



Extremo libre  
DISTRIBUCION DE MOMENTOS EN EL TABLERO.  
En cada cuadro del tablero, en el renglón superior se anotan los momentos horizontales y en el inferior los verticales.



GRAFICAS PARA COEFICIENTES DE MOMENTO.

Con la gráfica de  $\alpha$  y  $\beta$  se consiguen los valores :

$$\alpha_A = 0.4$$

$$\alpha_B = 0.4$$

$$\alpha_C = 0.4$$

$$\alpha_D = 0.4$$

$$\beta_A = 0.4$$

$$\beta_B = 0.4$$

$$\beta_C = 0.3 = 0.8(a/b)$$

$$\beta_D = 0.3 = 0.8(a/b)$$

Con la gráfica para coeficientes de momentos, se calculan los coeficientes

$$" \frac{m}{W a^2} " = \frac{m}{2683(4)} \quad \text{Dándonos los siguientes coeficientes :}$$

$$\frac{m_A}{W a^2} = 0.038$$

$$\frac{m_B}{W a^2} = 0.0075$$

$$\frac{m_C}{W a^2} = 0.04$$

$$\frac{m_D}{W a^2} = 0.02$$

Donde :  $W = 2683 \text{ kg/m}^2$  y  $a = \text{largo de tanque} = 2.0 \text{ m}$

Despejando los momentos nos quedan :

$$M_A = 10732 \cdot 0.038 = 407.8 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$M_B = 10732 \cdot 0.0075 = 80.5 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

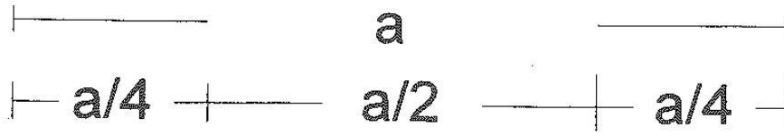
$$M_C = 10732 \cdot 0.04 = 429.3 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$M_D = 10732 \cdot 0.02 = 214.6 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

A continuación se mostrará el tablero con los coeficientes, momentos y área de acero para el muro. ( hojas siguientes )

En cada cuadro los datos del renglón superior son del refuerzo horizontal y el inferior del vertical.

# DISTRIBUCION DE COEF. Y MOMENTOS EN EL TABLERO



LOSA DE FONDO

$-\alpha_{cMC}$ $-0.4 \cdot 429 = -171.6$  $-0.4 \cdot 407.8 = -163.1$ $-\alpha_{aMA}$	$\alpha_{dMD}$ $0.4 \cdot 214.6 = 85.8$  $-407.8$ $-MA$	$-\alpha_{cMC}$ $-0.4 \cdot 429.3 = -171.7$  $-0.4 \cdot 407.8 = -163.12$ $-\alpha_{aMA}$
<b>MC</b> $-429.3$	<b>MD</b> $214.6$	<b>MC</b> $-429.3$
$-0.4 \cdot 80.5 = -32.2$ $Q_b MB$	$80.5$ <b>MB</b>	$-0.4 \cdot 80.5 = -32.2$ $Q_b MB$
$Q_c MC$ $-0.3 \cdot 429.3 = -128.79$	$Q_d MD$ $0.3 \cdot 214.6 = 64.38$	$Q_c MC$ $-0.3 \cdot 429.3 = -128.79$

MURO TRANSVERSAL

$a = 2 \text{ m}$   
 $b = 5.5 \text{ m}$

## MOMENTOS Y AREAS DE ACERO PARA EL TABLERO ( MURO )

		a		
		0.5 m	1.0 m	0.5 m
b	1.37 m	-171.6	85.8	-171.6
		1.13	0.57	1.13
		1.1	2.7	1.1
	2.76 m	-163	-407.8	-163
		-429.3	214.6	-429.3
		2.85	1.43	2.85
	1.37 m	0.21	0.53	0.21
		-32.2	80.5	-32.2
		-128.8	64.38	-128.8
		0.85	0.43	0.85

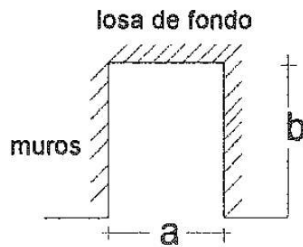
Mo = kg\*m  
As = cm<sup>2</sup>

As = cm<sup>2</sup>  
Mo = kg\*m

$$d = \sqrt{\frac{42930 \text{ kg*cm}}{13.53 * 100}} = 5.6 \text{ cm}$$

Entonces ; d = 10 cm h = 15 cm

$$As = \frac{M}{1700 * 0.887 * 10}$$



Sí el observador está dentro del tanque, los momentos negativos son en flexión hacia la cara exterior del tanque, y los momentos positivos son en flexión hacia la cara interior del tanque.

$$\text{Acero por temperatura ; } A_{st} = 0.0025 b h = 0.0025(100)(20) = 5 \text{ cm}^2$$

Por lo que como ningún área de acero es mas grande se armará por acero de temperatura en dos sentidos, y en dos lechos ( por los cambios de momentos ).

Lo que nos da un armado de :  
con  $\phi$  3/8"

$$\# \text{ varillas} = \frac{5.0 \text{ cm}^2}{0.7125 \text{ cm}^2} = 7.01 \approx 7 \text{ varillas}$$

$$\text{Separación} = 100 \text{ cm} / 7 \text{ varillas} = 14.0 \approx 15 \text{ cm}$$

$A_s = \phi$  3/8" @ 15 cm en 2 sentidos, en 2 lechos.

Checar separación ;  $3 h = 3 ( 10 ) = 30$  Para una distribución de carga como la anterior.

Cortante.

$$V_{\max} = 2683 \text{ kg/m}^2 \cdot 2.75 \text{ m} \cdot 1 \text{ m} = 7378.3 \text{ kg}$$

$$v = \frac{V_{\max}}{b d} = \frac{7378.3 \text{ kg}}{(100)(10)} = 7.3 \text{ kg/cm}^2$$

Cortante admisible del concreto :  $V_c = 0.53 \sqrt{f_c} = 0.53 \sqrt{200} = 7.49 \text{ kg/cm}^2$   
Lo que quiere decir que la losa soportará bien el cortante.

$$\text{Adherencia : } \mu = \frac{3.2 \sqrt{f_c}}{\phi v} = \frac{3.2 \sqrt{200}}{0.95} = 47.6 \text{ kg/cm}^2$$

No puede pasar el esfuerzo por Adherencia de : 35 kg/m<sup>2</sup>

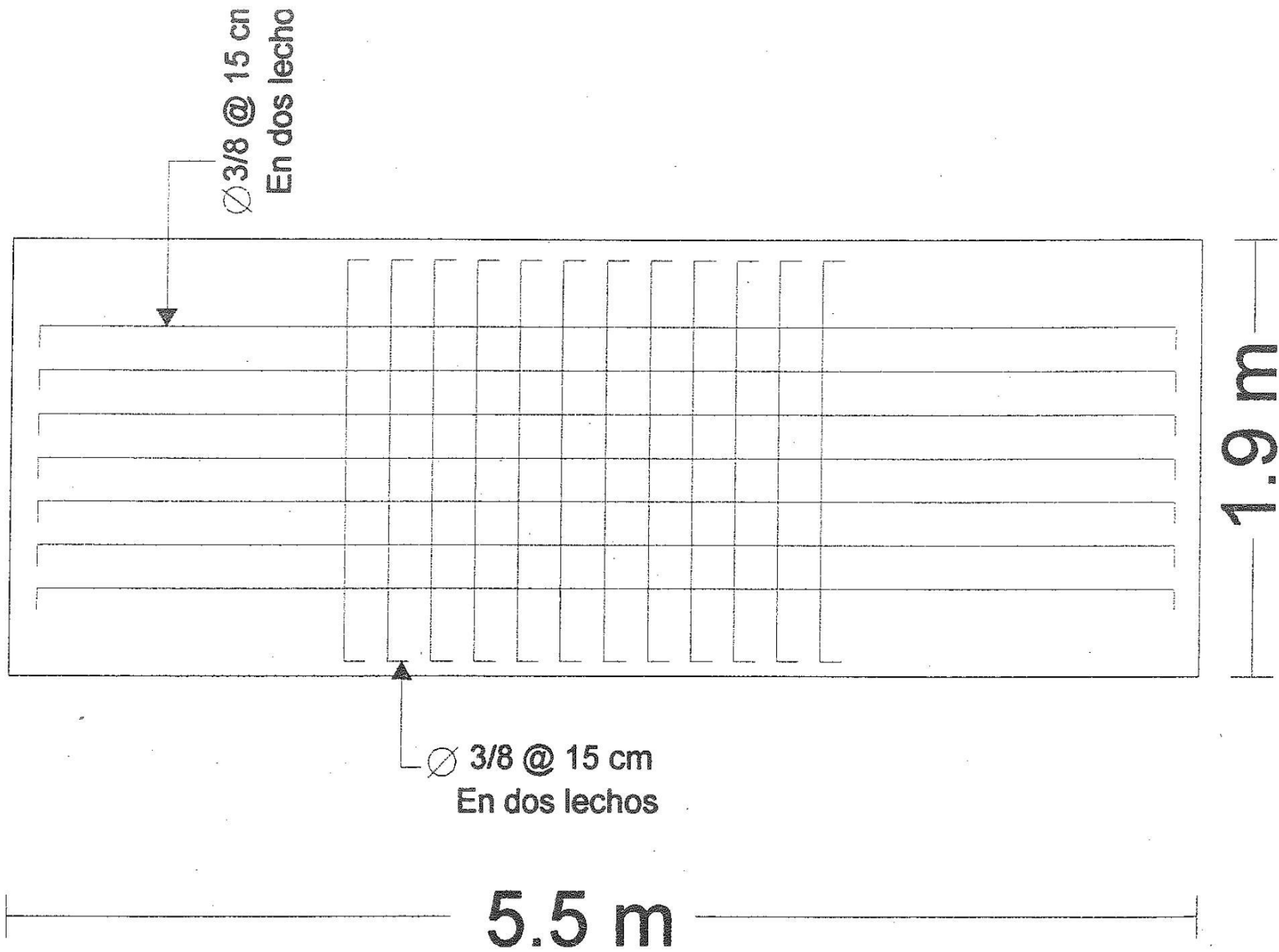
$$\Sigma 0 = V / \mu j d = \frac{7378.3 \text{ kg}}{(35)(0.887)(15)} = 15.84 \text{ cm} < 10 \phi \text{ 3/8" } \approx 29 \text{ cm}$$

Checar separación ;  $3 h = 3 (10) = 30$

El espesor de los muros , con la fórmula  $d = \sqrt{M_u / (13.53 x 100)}$

Sustituyendo valores ;  $d = 5.6 \text{ cm}$  ; pero por cuestiones de diseño " Para evitar volteo y deslizamiento , los muros se consiserarán de 20 cm de espesor.

ARMADO DE MURO DEL  
CARCAMO DE BOMBEO



## LOSA DE FONDO.

Primero se verán las fatigas sobre el terreno ;

Peso propio del cárcamo :

$$\begin{aligned} \text{Losa de cubierta} &\rightarrow 0.15\text{m} \cdot 1.94\text{m} \cdot 1.94\text{m} \cdot 2400\text{kg/m}^3 = 1354.9 \text{ kg} \\ \text{Equipo} &\rightarrow 2 \cdot 1200 \text{ kg} = 2400 \text{ kg} \\ \text{Muros} &\rightarrow 4 \cdot 0.20\text{m} \cdot 5.5\text{m} \cdot 1.94\text{m} \cdot 2400\text{kg/m}^3 = 22535 \text{ kg} \\ \text{Losa de fondo} &\rightarrow 0.22\text{m} \cdot 1.94\text{m} \cdot 1.94\text{m} \cdot 2400\text{kg/m}^3 = \underline{1987.2 \text{ kg}} \\ &\Sigma = 28276.2 \text{ kg} \\ \text{Peso del agua} &\rightarrow 1.5\text{m} \cdot 1.5\text{m} \cdot 2.5\text{m} \cdot 1000\text{kg/m}^3 = \underline{5625 \text{ kg}} \\ &\Sigma t = 33901.2 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\text{Area de la base ; } A = 1.94 \text{ m} \cdot 1.94 \text{ m} = 3.8 \text{ m}^2$$

$$\text{Fatiga sobre el terreno ; } \sigma = \frac{P}{A} = \frac{33901.2 \text{ kg}}{3.8 \text{ m}^2} = 8921.4 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

La fatiga admisible ;  $\sigma = 15000 \text{ kg/m}^2$  , está dentro del limite el esfuerzo actuante.

Teniendo la siguiente condición de carga para una losa en 2 sentidos y para cálculo.

Por reglamento el esfuerzo actuante se incrementará un 15% por efectos accidentales. Quedando el esfuerzo actuante

$$\sigma_{\text{act}} = 8921.4 \text{ kg/m}^2 + 15\% = 10259.6 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Por 1 metro de ancho } \sigma_{\text{act}} = 10259.6 \text{ kg/m}$$

Teniendo la relación  $l / s = 1$  y según la tabla #1 que es para coeficientes de momentos para losa en 2 direcciones, Tenemos que es una losa aislada.

Teniendo Momentos negativos en lados discontinuos =>  $C = 0.033$

Teniendo momentos positivos al centro =>  $C = 0.050$

$c = -0.033$		
$c = -0.033$	$c = 0.050$	$c = -0.033$
$c = -0.033$		

$$M_o \text{ esquinas} = -0.033 w l^2 = -0.033(10259.6 \text{ kg/m})(1.5 \text{ m})^2 = -761.7 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$M_o \text{ centro} = 0.050 w l^2 = 0.050(10259.6 \text{ kg/m})(1.5 \text{ m})^2 = 1154.2 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

Momento último; Por coeficientes de momentos.

$$M_o \text{ max} = 1154.2 \text{ kg}\cdot\text{m} = 115420 \text{ kg}\cdot\text{cm}$$

Revisión del peralte.

$$d = \sqrt{\frac{M_u}{K b}} = \sqrt{\frac{115420 \text{ kg}\cdot\text{cm}}{(13.53)(100)}} = 9.23 \text{ cm}$$

Por cuestiones constructivas y por cortante.

$$\therefore d = 15 \text{ cm y } h = 20 \text{ cm}$$

Y el área de acero queda :

$$A_s = \frac{M_u}{f_s j d} = \frac{115420 \text{ kg}\cdot\text{cm}}{(1700)(0.887)(15)} = 5.1 \approx 5 \text{ cm}^2$$

Lo que nos da un armado horizontal de :  
con  $\phi$  3/8"

$$\# \text{ varillas} = \frac{5 \text{ cm}^2}{0.7125 \text{ cm}^2} = 7.01 \approx 7 \text{ varillas}$$

$$\text{Separación} = 100 \text{ cm} / 7 \text{ varillas} = 14.28 \approx 14 \text{ cm}$$

$$A_s = \phi \text{ 3/8"} @ 14 \text{ cm ( Centro) en 2 lechos}$$

$$A_s = \frac{M_u}{f_s j d} = \frac{76170 \text{ kg}\cdot\text{cm}}{(1700)(0.887)(15)} = 3.36 \approx 4 \text{ cm}^2$$

Lo que nos da un armado horizontal de :  
con  $\phi$  3/8"

$$\# \text{ varillas} = \frac{4 \text{ cm}^2}{0.71 \text{ cm}^2} = 5.6 \approx 6 \text{ varillas}$$

$$\text{Separación} = 100 \text{ cm} / 6 \text{ varillas} = 16.6 = 17 \text{ cm}$$

$$A_s = \phi \text{ 3/8"} @ 17 \text{ cm ( Esquinas ) en 2 lechos}$$

Cortante. Considerándolo mas desfavorable  
( una franja unitaria, doblemente empotrada )

$$V_{\max} = 10259.6 \text{ kg/m}^2 \cdot 2.0 \text{ m} \cdot 1 \text{ m} \cdot 0.5 = 10259.6 \text{ kg}$$

$$v = \frac{V_{\max}}{b d} = \frac{10259.6 \text{ kg}}{(100)(15)} = 6.84 \text{ kg/cm}^2$$

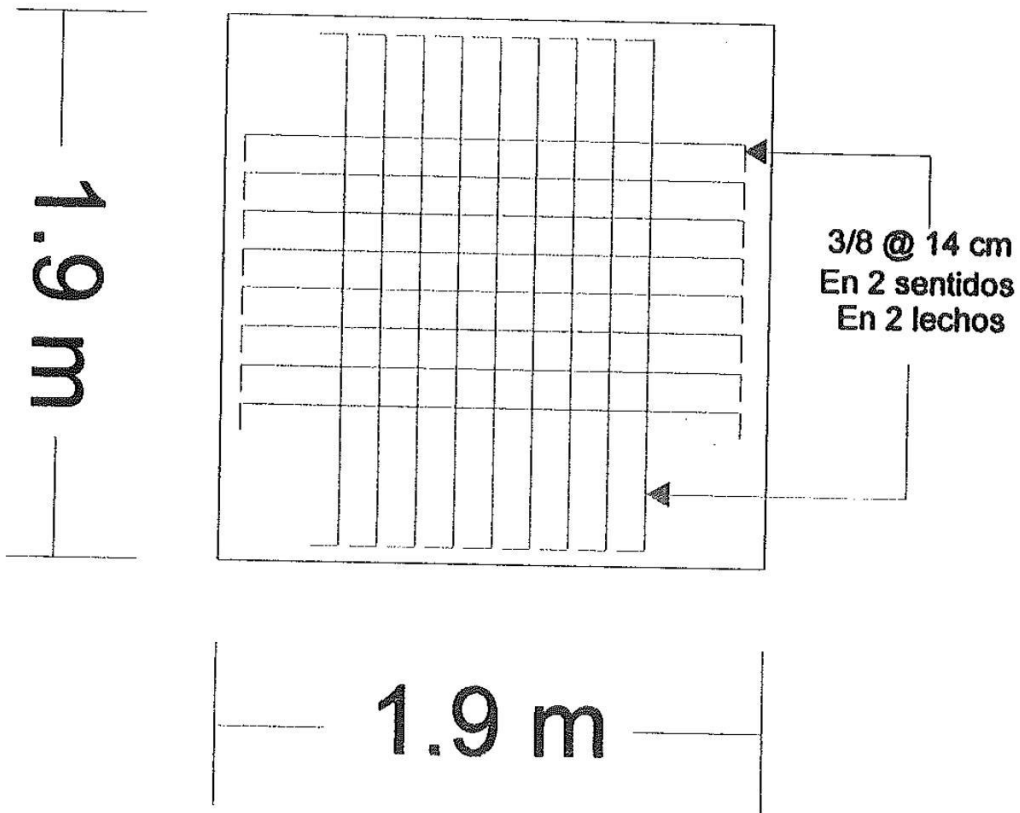
Cortante admisible del concreto :  $V_c = 0.53 \sqrt{f_c} = 0.53 \sqrt{200} = 7.49 \text{ kg/cm}^2$   
Lo que quiere decir que la losa soportará bien el cortante.

$$\text{Adherencia : } \mu = \frac{3.2 \sqrt{f_c}}{\phi v} = \frac{3.2 \sqrt{200}}{0.95} = 47.6 \text{ kg/cm}^2$$

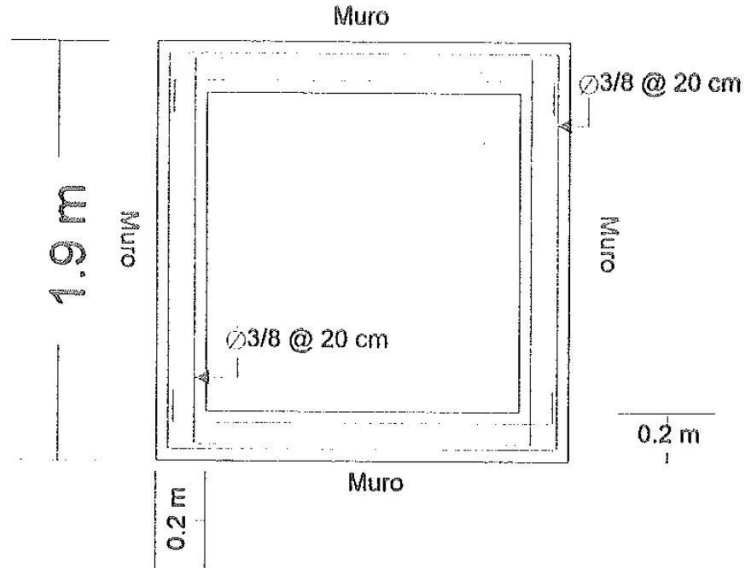
No puede pasar el esfuerzo por Adherencia de : 35 kg/m<sup>2</sup>

$$\Sigma_0 = V / \mu j d = \frac{10259.6 \text{ kg}}{(35)(0.887)(15)} = 22.03 \text{ cm} < 14 \phi \text{ } 3/8'' \approx 40 \text{ cm}$$

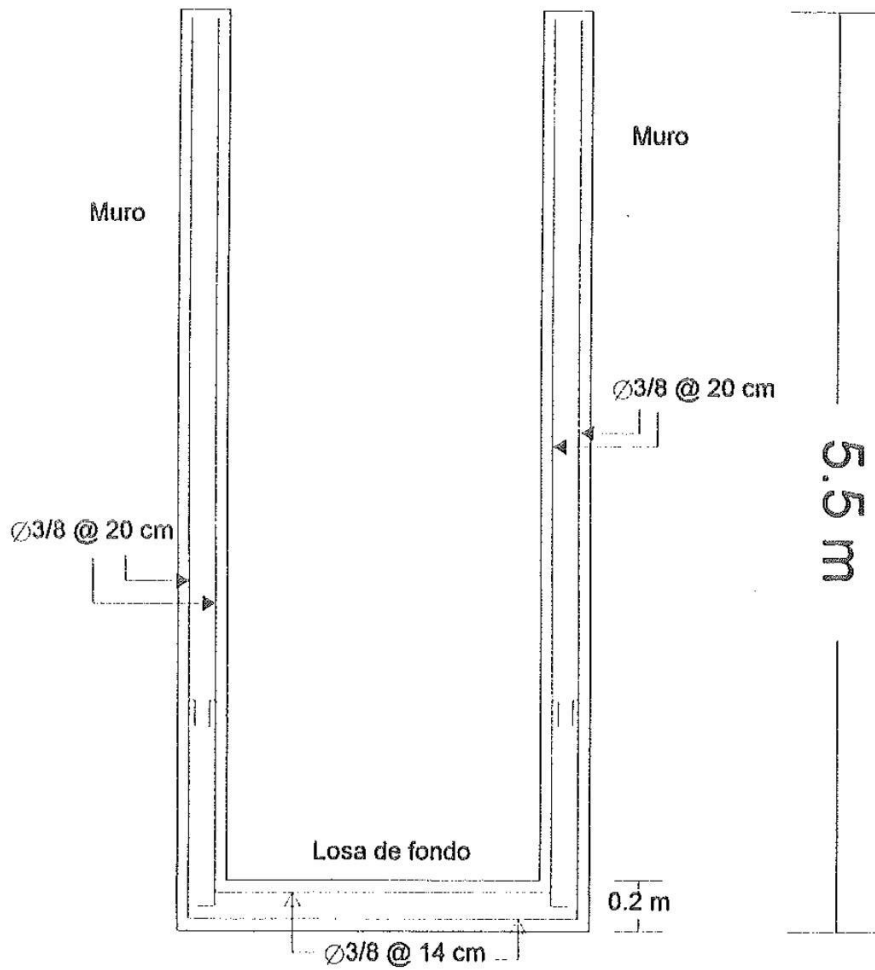
ARMADO DE LOSA DE FONDO  
DE CARCAMO DE BOMBEO



PLANTA DE ARMADO  
CARCAMO DE BOMBEO  
ARMADO HORIZONTAL



PERFIL DE ARMADO  
CARCAMO DE BOMBEO  
ARMADO VERTICAL



### 9.3.- CAJA REPARTIDORA DE FLUJO.

Esta estructura por sus dimensiones y a las presiones a que va estar sometida( la del agua ) no es necesario analizarla, puesto que al hacer el tablero para los coeficientes de momentos, los momentos resultarán mínimos y por tanto el área de acero será menor que armarla por temperatura. Por tanto está caja se armará por acero de temperatura.

Los espesores de muros seran :

Muros perimetrales = 15 cm Ast =  $0.0025(100)(15) = 3.75 \text{ cm}^2$

En lecho exterior. En 2 sentidos.

En esquinas se armará con bastones en el sentido horizontal en el lecho interior.

Lo que nos da un armado de :

con  $\phi 3/8''$

$$\# \text{ varillas} = \frac{3.75 \text{ cm}^2}{0.71 \text{ cm}^2} = 5.28 \approx 5 \text{ varillas}$$

Separación =  $100 \text{ cm} / 5 \text{ varillas} = 20 \text{ cm}$

Ast =  $\phi 3/8'' @ 20 \text{ cm}$

Bastones de  $3/8'' @ 20 \text{ cm}$  en esquinas hasta L/4, en lecho interior.

Muros intermedios = 10 cm Ast =  $0.0025(100)(10) = 2.50 \text{ cm}^2$

El armado será a la mitad del muro. En 2 sentidos.

Lo que nos da un armado de :

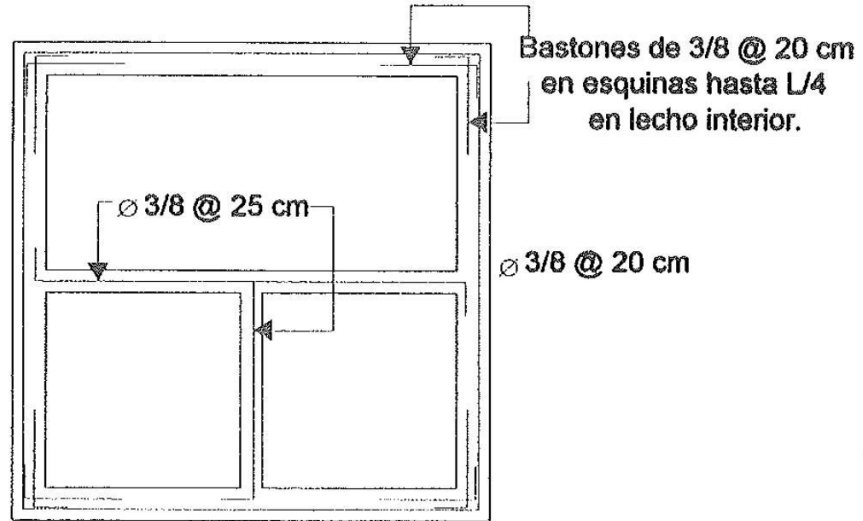
con  $\phi 3/8''$

$$\# \text{ varillas} = \frac{2.5 \text{ cm}^2}{0.71 \text{ cm}^2} = 3.52 \approx 4 \text{ varillas}$$

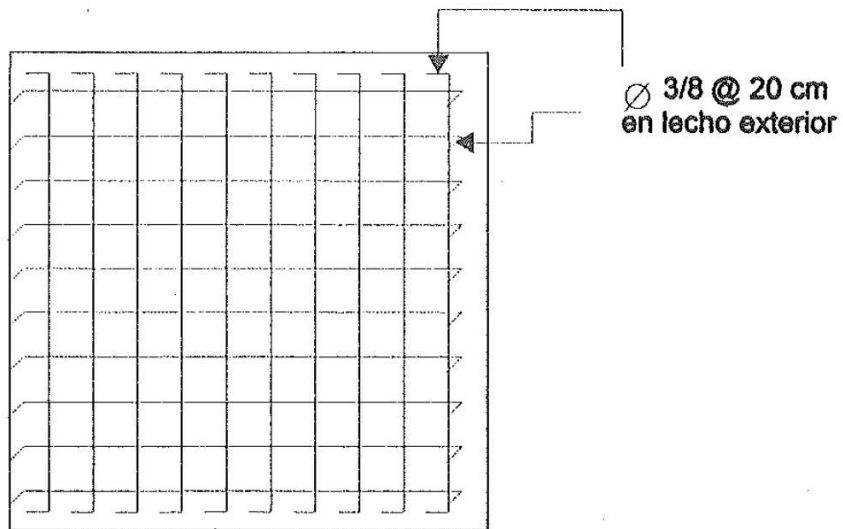
Separación =  $100 \text{ cm} / 4 \text{ varillas} = 25 \text{ cm}$

Ast =  $\phi 3/8'' @ 25 \text{ cm}$  en 2 sentidos.

## ARMADO DE CAJA REPARTIDORA DE FLUJO



## ARMADO DE MURO EXTERIOR



## LOSA DE FONDO.

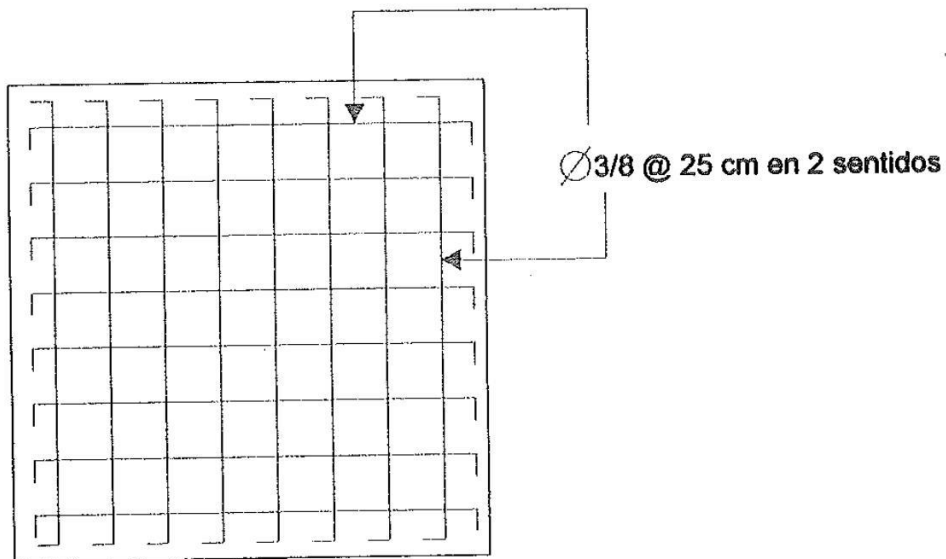
Se tiene la misma situación que con los muros en la condición mas desfavorable se llegará a condiciones de carga mínimas debido al peso de los muros y peso del agua. Si se hiciera los coeficientes en la losa de fondo, resultaría Momentos muy pequeños y areas de acero mínimas. Por lo que se diseñará con refuerzo por temperatura.

Por lo que se dimensionará con el peralte de 15 cm y acero por temperatura.

$A_{st} = 0.0025(100)(15) = 3.75 \text{ cm}^2$ . En dos sentidos. El armado será en la parte media, del espesor de la losa.

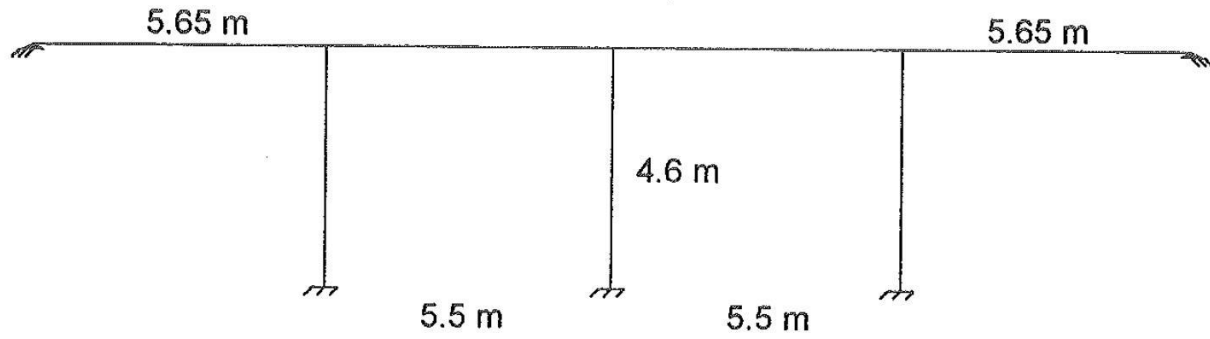
$A_{st} = \phi \ 3/8" \ @ \ 20 \text{ cm en 2 sentidos.}$

## ARMADO DE LOSA DE FONDO



# MARCO # 1

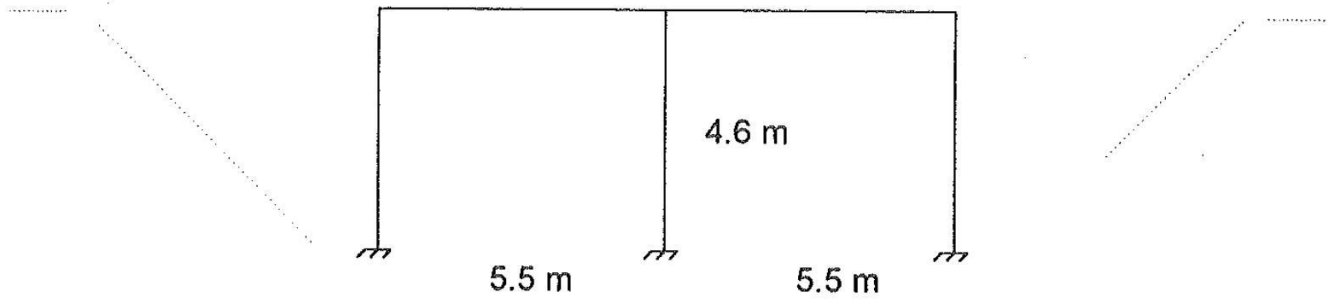
( EJE #1 )



REACTOR ANAEROBIO

# MARCO # 2

( EJE #2 )



#### 9.4.- DISEÑO ESTRUCTURAL DE VIGAS Y COLUMNAS DE LOS MARCOS, DEL REACTOR ANAEROBIO.

##### Marco 1 - Sentido " X ".

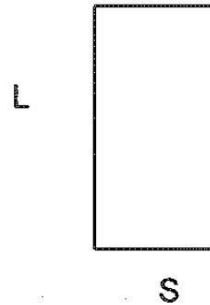
El primer marco, servirá para apoyar un andador y colocar las láminas de pvc para separar la primera fase del reactor anaerobio. Este marco estará constituido por una trabe apoyada en tres columnas y dos apoyos libres. Está trabe soportará su peso propio y un andador de 1.2 m de ancho por 22.3 m de largo. ( los detalles de esté marco se muestran en el croquis siguiente : )

Está losa del andador se armará en una sola dirección, por la relación ( L/S )  
donde :

L = lado largo de la losa.

S = lado corto de la losa.

$$\frac{L}{S} = \frac{22.3}{1.2} = 18.58$$



Entonces se armará como losa en una sola dirección.

##### ANALISIS DE CARGAS GRAVITACIONALES.

a) Carga viva ( según reglamento, para balcón o volados )

Análisis gravitacional = 300 kg/m<sup>2</sup>

b) Carga muerta.

	Espesor	Peso vol.	Peso kg/m <sup>2</sup>
Losa armada --->	0.10 m	+ 2400 kg/m <sup>3</sup>	= 240 kg/m <sup>2</sup>

c) Carga total.

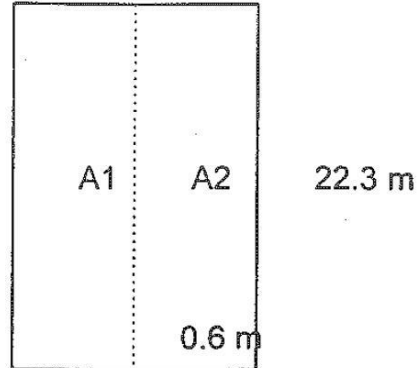
$$C.T. = 300 \text{ kg/m}^2 + 240 \text{ kg/m}^2 = 540 \text{ kg/m}^2 = \omega'$$

AREAS TRIBUTARIAS.

$$A1 = A2 = 13.38 \text{ m}$$

$$\omega = \omega' A / L$$

$$\omega = \frac{(540 \text{ kg/m}^2) (13.38 \text{ m}^2)}{22.3 \text{ m}}$$



$$\omega = 648 \text{ kg / m}$$

Peso de muro de block por unidad de longitud.

- 1.- Peso total block =  $(0.4 \text{ m}^2) (4 \text{ pza/m}) (15 \text{ kg/pza}) = 24 \text{ kg/m}$
- 2.- Peso mortero =  $(0.0009 \text{ m}^3/\text{pza}) (2100 \text{ kg/m}^3) (4 \text{ pza/m}) (0.4 \text{ m}^2) = 3 \text{ kg/m}$
- 3.- Aplanado =  $(0.4 \text{ m}^2) (2 \text{ caras}) (2100 \text{ kg/m}^3) (0.02 \text{ m}) = 33.6 \text{ kg/m}$
- 4.- Peso de 1 hilera de muro =  $(24 + 3 + 33.6) \text{ kg/m} = 60.6 \text{ kg/m}$
- 5.- Peso de 2 hileras de muro =  $2 \times 60.6 \text{ kg/m}$

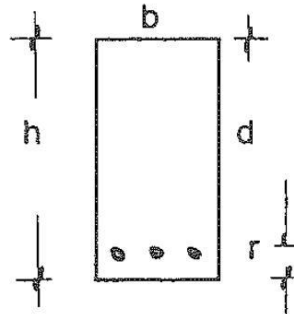
## Predimensionamiento de vigas y columnas.

- Para efecto de estimar peso propio.
- Para calcular rigidez de la estructura para análisis gravitacional y sísmico.
- Criterio del reglamento del D.F. para proponer vigas y columnas.

### A) VIGAS

Según reglamento :

- 1)  $L \geq 4 d$
- 2)  $L / b < 30$
- 3)  $b \geq 25 \text{ cm}$



De nuestro proyecto :  $L_{\text{max}} = 5.65 \text{ m}$

$$L \geq 4 d \quad \therefore d = L / 4 = 5.65 \text{ m} / 4 = 1.41 \text{ m}$$

$$L / b < 30 \quad \therefore b = L / 30 = 5.65 \text{ m} / 30 = 0.188 \text{ m} \approx 19 \text{ cm}$$

$b \geq 25 \text{ cm}$  ----> Rige.

Criterio práctico :  $h / b \approx 2 \quad \therefore h = 2 b$

por diseño.

$$b = 30 \text{ cm} \quad \therefore h = 60 \text{ cm}$$

Proponemos sección de 60 x 30 cm en vigas.

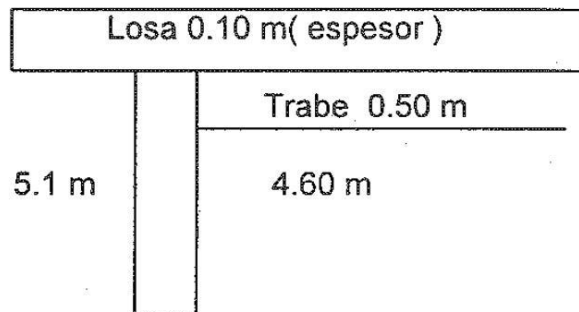
## B) COLUMNAS.

Según reglamento.

- $h_{\min} = 30 \text{ cm}$
- $A_g = P_u / 0.5 f_c$
- $a / h_{\min} < 15$

donde :

$h$  = dimensión total en una cara de la columna.  
 $A_g$  = Area total de la sección.  
 $P_u$  = Carga total que soporta la columna.  
 $a$  = Longitud libre de la columna.



$f_c = 200 \text{ kg/cm}^2$  para elementos estructurales en zonas sísmicas (del reglamento de B.C.)

Proponemos como sección mínima ;  $h_{\min} = 31 \text{ cm}$

Revisando :

$$a / h_{\min} = 460 / 31 \text{ cm} = 14.8 < 15 \text{ ok}$$

Revisando :  $A_g \geq P_u / 0.5 f_c$

$$A_g = 31 \times 40 \text{ cm} = 1240 \text{ cm}^2$$

$$f_c = 0.5 \times 200 = 100 \text{ kg/cm}^2$$

Estimación del "Pu" para la columna con mayor carga axial :

Para esta estimación la columna con mayor carga es la central.

$$P_u = 1.4[(W_{cm})(A_t)] + 1.7[(W_{cv})(A_t)] + 1.4[P_{col.} + P_{viga} + P_{muro}]$$

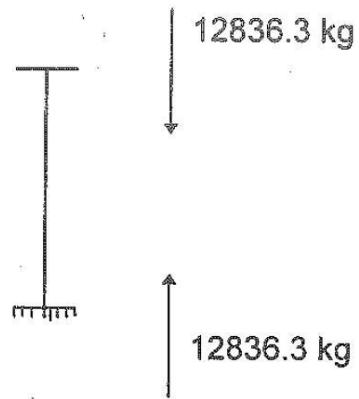
$$P_{muro} = 121 \text{ kg/m} (5.572 \times 2) = 1349.15 \text{ kg}$$

$$P_{columna} = 0.31 \text{ cm} \times 0.40 \text{ cm} \times 4.6 \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 1368.96 \text{ kg}$$

$$P_{viga} = 0.6 \text{ m} \times 0.3 \text{ m} \times 2400 \times 5.575 = 2408.4 \text{ kg}$$

$$P_u = 1.4[(240)(6.69)] + 1.7[(300)(6.69)] + 1.4 [1349.15 + 1368.96 + 2408]$$

$$P_u = 2247.84 + 3411.9 + 7176.554 = 12836.30 \text{ kg}$$



$Ag > Pu / 0.5 f_c$   
 $Ag > 12836.3 \text{ kg} / 100 \text{ kg/cm}^2$   
 $Ag > 128.3 \text{ cm}^2$   
 $Ag = 1240 \text{ cm}^2$   
 $1240 \text{ cm}^2 > 128.3 \text{ cm}^2$   
 La sección propuesta  
 sí cumple.

Resumiendo ;

Vigas de ---> 30 x 60 cm

Columnas de ---> 31 x 40 cm

Rigideces.

$$I = b h^3 / 12$$

$$\text{Vigas} \Rightarrow I = \frac{(0.3)(0.6)^3}{12} = 540000 \text{ cm}^4$$

$$\text{Columnas} \Rightarrow I = \frac{(31)(40)^3}{12} = 165333.3 \text{ cm}^4$$

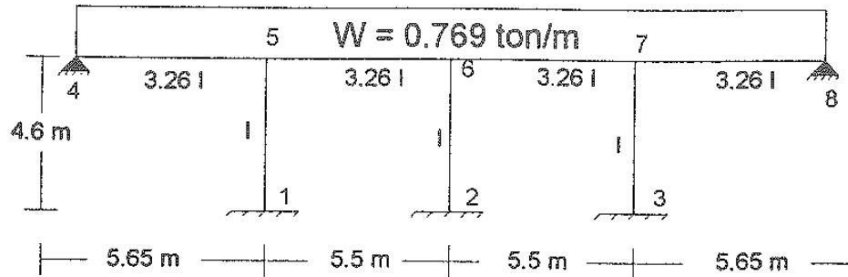
$$165333.3 = I$$

$$\frac{540000}{165333.3} = 3.26 I$$

$$\begin{aligned} \text{Vigas} &= 3.26 I \\ \text{Columnas} &= I \end{aligned}$$

# ANALISIS POR CARGAS GRAVITACIONALES

MARCO #1 SENTIDO " X "



## 1.- Cálculo factores de distribución

Barra	Rigidez Relativa	FDA
5-1	$1/4.6 = 0.2174$	-0.0784
5-6	$3.26/5.5 = 0.5927$	-0.2136
5-4	$3.26/5.65 = 0.577$	-0.2079
	Sum = 1.3871	
	$2(1.3871) = 2.7742$	Sum = -0.5
6-5	$3.26/5.5 = 0.5927$	-0.211
6-2	$1/4.6 = 0.2174$	-0.0775
6-7	$3.26/5.5 = 0.5927$	-0.211
	Sum = 1.4028	
	$2(1.4028) = 2.8056$	Sum = -0.5
7-6	$3.26/5.5 = 0.5927$	-0.2136
7-3	$1/4.6 = 0.2174$	-0.07836
7-8	$3.26/5.65 = 0.577$	-0.2079
	$2(1.3871) = 2.7742$	Sum = -0.5

Entrepiso	Rigidez Relativa	FDL
5-1	$1/4.6 = 0.2174$	-0.5
6-2	$1/4.6 = 0.2174$	-0.5
7-3	$1/4.6 = 0.2174$	-0.5
	$k = 0.6521$	
	$2/3 k = 0.4347$	

## 2.- Calcular $\bar{M}$ y $M_d$

$$\begin{aligned} \bar{M}_{5-4} &= 3.0685 \text{ t.m} \\ \bar{M}_{5-6} &= -1.938 \text{ t.m} \\ \bar{M}_{6-5} &= 1.938 \text{ t.m} \\ \bar{M}_{6-7} &= -1.938 \text{ t.m} \\ \bar{M}_{7-6} &= 1.938 \text{ t.m} \\ \bar{M}_{7-8} &= -3.0685 \text{ t.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{d5} &= 1.1305 \text{ t.m} \\ M_{d6} &= 0.0 \text{ t.m} \\ M_{d7} &= -1.1305 \text{ t.m} \end{aligned}$$

## 3.- Momentos de entrepiso.

$$M_{ent} = 0.0 \text{ t.m}$$

## 4.- Distribución de $M_o$ entrepiso en las columnas

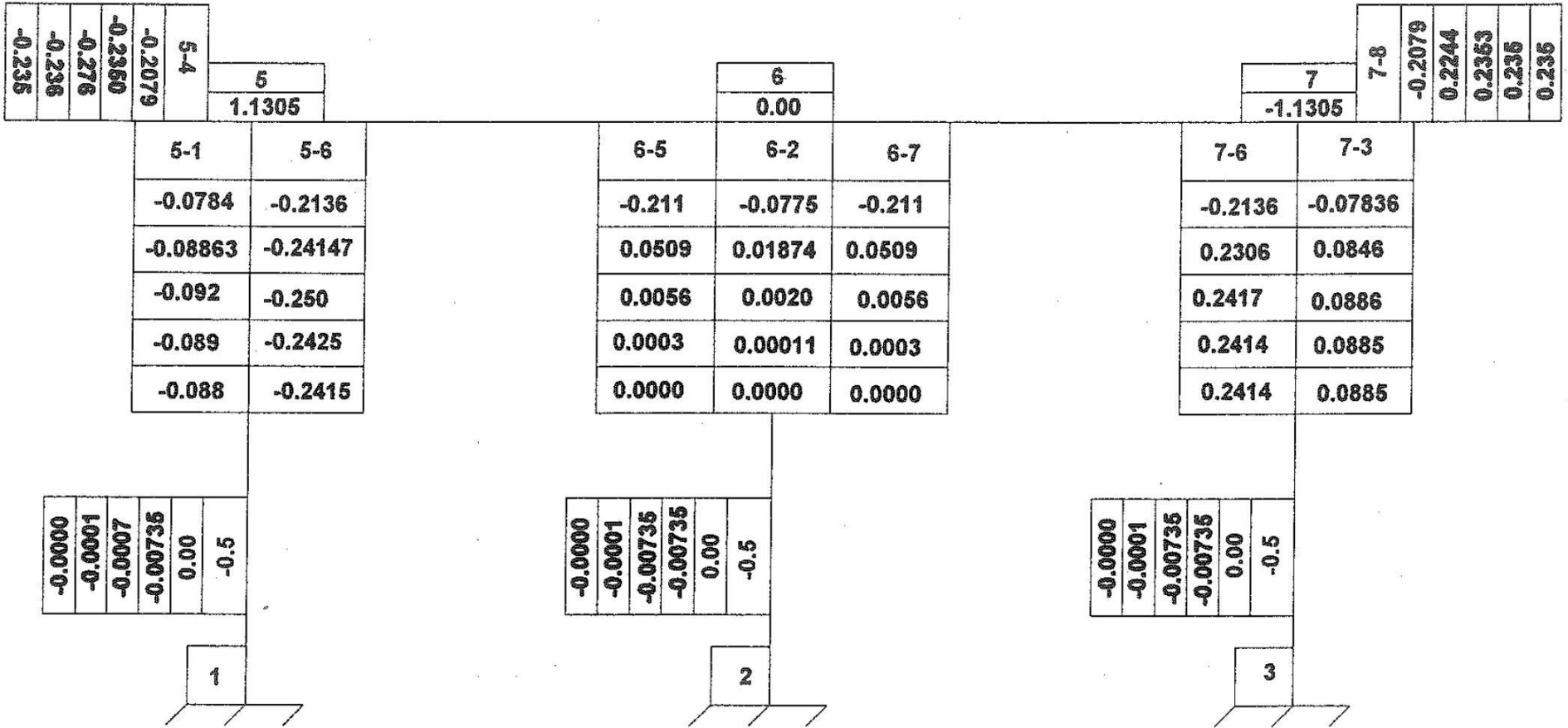
$$M_o = 0.0 \text{ t.m}$$

# MARCO # 1 SENTIDO " X "

## GRAVITACIONAL

4

8



5.- Momentos finales por carga gravitacional. ( Marco 1 - sentido " X " )

$$M = M + 2 m_{ij} + m_{ji} + m'_{ij}$$

$$M_{5-6} = -1.938 + 2(-0.2415) + 0.0 + 0.0 = -2.421 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{5-4} = 3.0685 + 2(-0.2350) + 0.0 + 0.0 = 2.60 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{5-1} = 0 + 2(-0.088) + 0.0 + 0.000 = -0.176 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{6-5} = 1.938 + 2(0.000) + (-0.2415) + 0 = 1.696 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{6-2} = 0 + 2(0.0000) + 0 + 0.000 = 0.00 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{6-7} = -1.938 + 2(0.0000) + 0.2414 + 0.0 = -1.696 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{7-6} = 1.938 + 2(0.2414) + 0.000 + 0.0 = 2.366 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{7-8} = -3.0685 + 2(0.2350) + 0.0 + 0.0 = -2.60 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{7-3} = 0 + 2(0.0886) + 0.0 + 0.00 = 0.172 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{1-5} = 0 + 0 + (-0.088) + 0.00 = -0.088 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{2-6} = 0 + 0 + (0.000) + 0.00 = 0 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{3-7} = 0 + 0 + (0.088) + 0.00 = 0.088 \text{ t}\cdot\text{m}$$

## ANALISIS SISMICO.

Para el análisis sísmico debido a la estructura y los momentos que produce, se considerará lo siguiente :

1.- Coeficiente sísmico ;

Zona sísmica = C

Tipo de terreno = II

Cs = 0.3      ∴      Coef. De reducción = Q = 3

$$Cs = \frac{Vb \cdot Q}{Wt} \quad \therefore \quad Vb = \frac{Cs \cdot Wt}{Q}$$

Donde :

Cs = Coef. Sísmico

Vb = Cortante basal

Wt = Peso total de la estructura.

Q = Coef de reducción

Peso total de la estructura

Area del andador = 26.76 m<sup>2</sup>

Wt = Wcm + Wcv + PoPo Viga + PoPo colum + PoPo muros

$$Wt = 1.4[ 240 \cdot 26.76 ] + 1.7[ 70 \cdot 26.76 ] + 2400 ( 0.3 )( 0.6 )( 22.3 ) \\ + 2400 ( 0.31 )( 0.40 )( 4.6 )( 3 )$$

$$Wt = 8991.36 + 3184.44 + 9633.6 + 4106.88 = 25916.3 \text{ kg}$$

CORTANTE BASAL.

$$Vb = \frac{Cs \cdot Wt}{Q}$$

$$Vb = \frac{0.3 \cdot 25916.3}{3} = 2591.63 \text{ kg}$$

Clasificación según su estructura :

- Relación altura-base  $< 5$

$$h = \frac{4.6 \text{ m}}{5.5 \text{ m}} = 0.83 < 5$$

- Relación de rigideces relativas.

a) Rigideces en vigas.

$$I_{\text{vigas}} = \frac{30 \text{ cm} \cdot 60^3 \text{ cm}}{12} = 540000 \text{ cm}^4$$

$$\left( \frac{\sum I_{\text{vigas}}}{L} \right) = \frac{540000 \left( \frac{2}{565} + \frac{2}{550} \right)}{L} = 3875.14 \text{ cm}^3$$

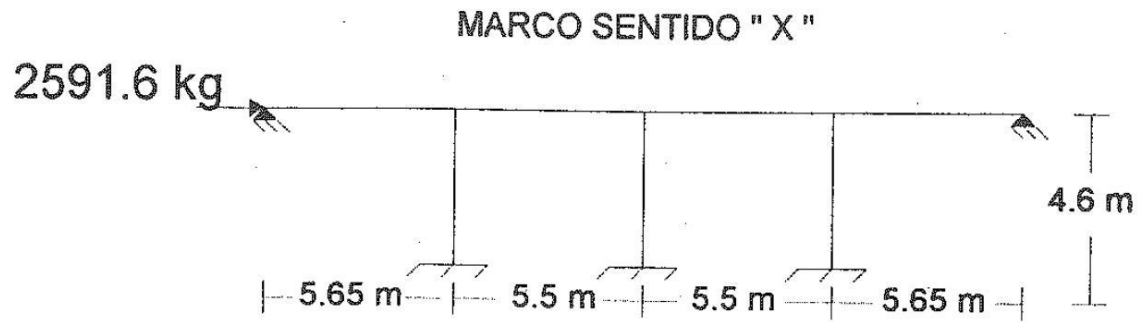
b) Rigideces en columnas

$$I_{\text{columnas}} = \frac{31 \text{ cm} \cdot 40^3 \text{ cm}}{12} = 165333.3 \text{ cm}^4$$

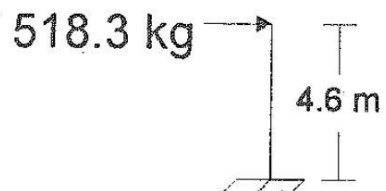
$$\frac{\sum I_{\text{columnas}}}{L} = \frac{3 (165333.3)}{460} = 1078.26$$

$$RN = \frac{\sum I_v / L}{\sum I_c / L} = \frac{3875}{1078.26} = 3.59 > 1/9 \quad \text{ok!}$$

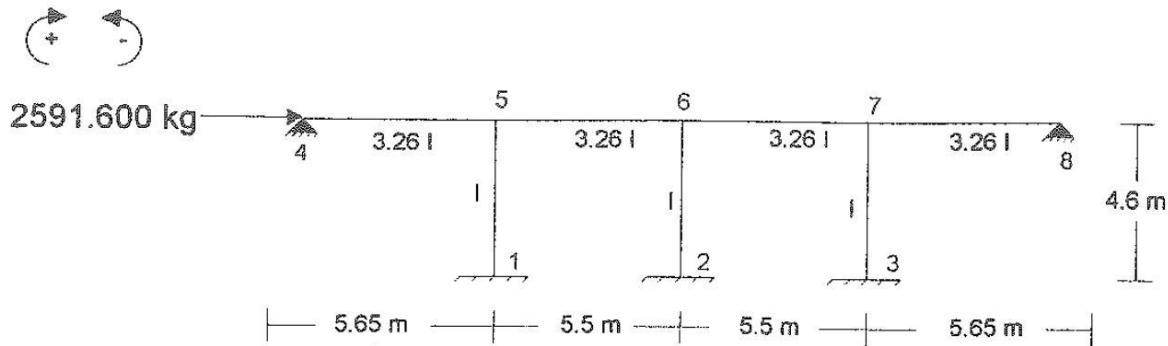
# MARCO SOMETIDO A EFECTO SISMICO



MARCO SENTIDO " Y "



# ANALISIS POR CARGAS SISMICAS



## 1.- Cálculo factores de distribución

Barra	Rigidez Relativa	FDA
5-1	$1/4.6 = 0.2174$	-0.07836
5-6	$3.26/5.5 = 0.5927$	-0.2136
5-4	$3.26/5.65 = 0.577$	-0.208
	Sum = 1.3871	
	$2(1.3871) = 2.7742$	Sum = -0.5
6-5	$3.26/5.5 = 0.5927$	-0.2112
6-2	$1/4.6 = 0.2174$	-0.0775
6-7	$3.26/5.5 = 0.5927$	-0.2112
	Sum = 1.4028	
	$2(1.4028) = 2.8056$	Sum = -0.5
7-6	$3.26/5.5 = 0.5927$	-0.2136
7-3	$1/4.6 = 0.2174$	-0.07836
7-8	$3.26/5.65 = 0.577$	-0.208
	$2(1.3871) = 2.7742$	Sum = -0.5

Entrepiso	Rigidez Relativa	FDL
5-1	$1/4.6 = 0.2174$	-0.5
6-2	$1/4.6 = 0.2174$	-0.5
7-3	$1/4.6 = 0.2174$	-0.5
	$k = 0.6521$	
	$2/3 k = 0.4347$	

## 2.- Calcular $\bar{M}$ y $M_d$

$$\bar{M} = 0 \quad M_d = 0$$

## 3.- Momentos de entrepiso.

Entrepiso 1

$$M = V h / 3 = (2.6 \text{ ton})(4.6 \text{ m}) / 3$$

## 4.- Distribución de $M_o$ entrepiso entre las columnas

Columna	FDL	X	$Vh / 3 = M_o$
1 - 5	-0.5	X	3.98 = -1.99 t.m
2 - 6	-0.5	X	3.98 = -1.99 t.m
3 - 7	-0.5	X	3.98 = -1.99 t.m



Momentos finales por efecto sismico. ( Marco 1 - sentido " X " )

$$M5-6 = 0 + 2( 0.406 ) + 0.28 + 0 = 1.092 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M5-4 = 0 + 2( 0.395 ) + 0 + 0 = 0.79 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M5-1 = 0 + 2( 0.138 ) + 0 + ( -2.184 ) = - 1.908 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M6-5 = 0 + 2( 0.28 ) + 0.406 + 0 = 0.966 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M6-2 = 0 + 2( 0.102 ) + 0 + ( -2.184 ) = -1.98 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M6-7 = 0 + 2( 0.28 ) + 0.448 + 0 = 1.176 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M7-6 = 0 + 2( 0.448 ) + 0.28 + 0 = 1.176 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M7-8 = 0 + 2( 0.395 ) + 0 + 0 = 0.79 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M7-3 = 0 + 2( 0.148 ) + 0 + ( -2.184 ) = -1.888 \text{ t}\cdot\text{m}$$

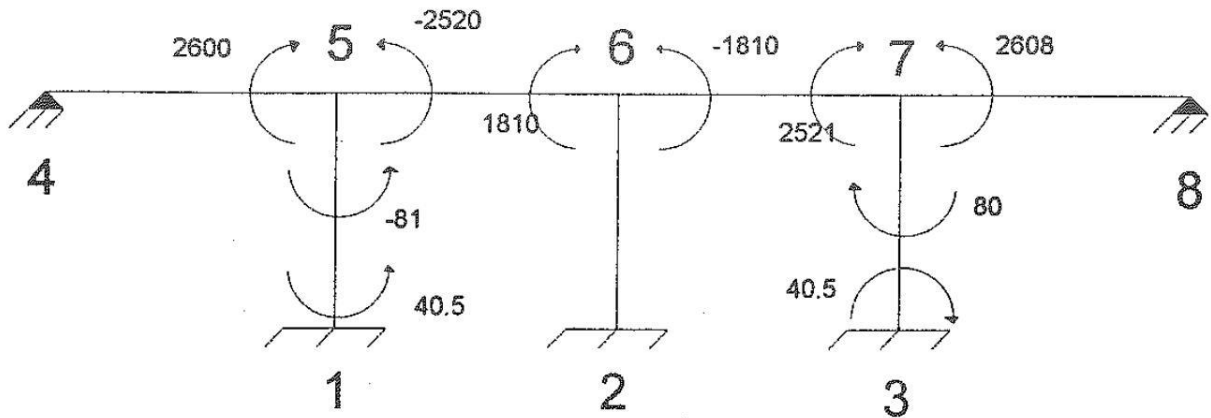
$$M1-5 = 0 + 0 + 0.38 + ( -2.184 ) = -2.046 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M2-6 = 0 + 0 + 0.102 + ( -2.184 ) = -2.082 \text{ t}\cdot\text{m}$$

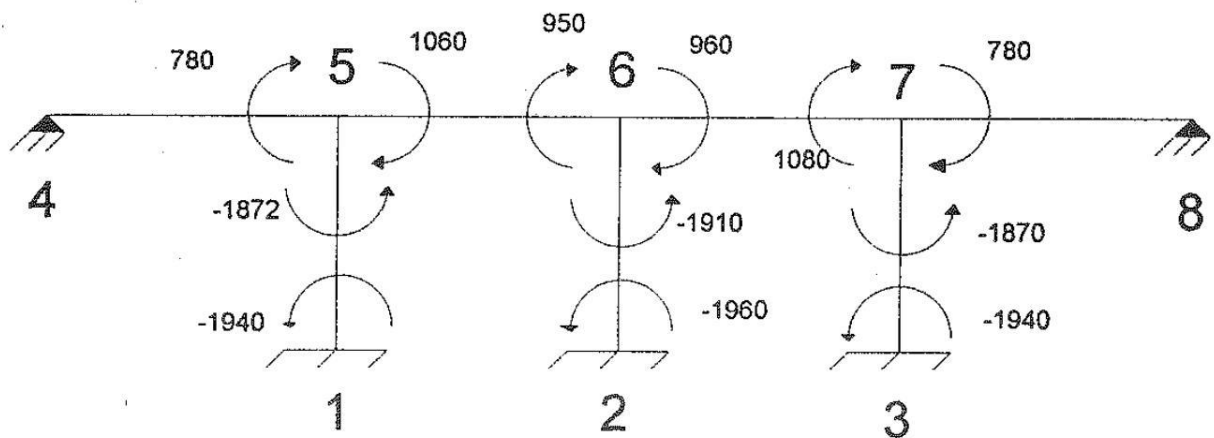
$$M3-7 = 0 + 0 + 0.148 + ( -2.184 ) = -2.036 \text{ t}\cdot\text{m}$$

# MARCO # 1 SENTIDO "X"

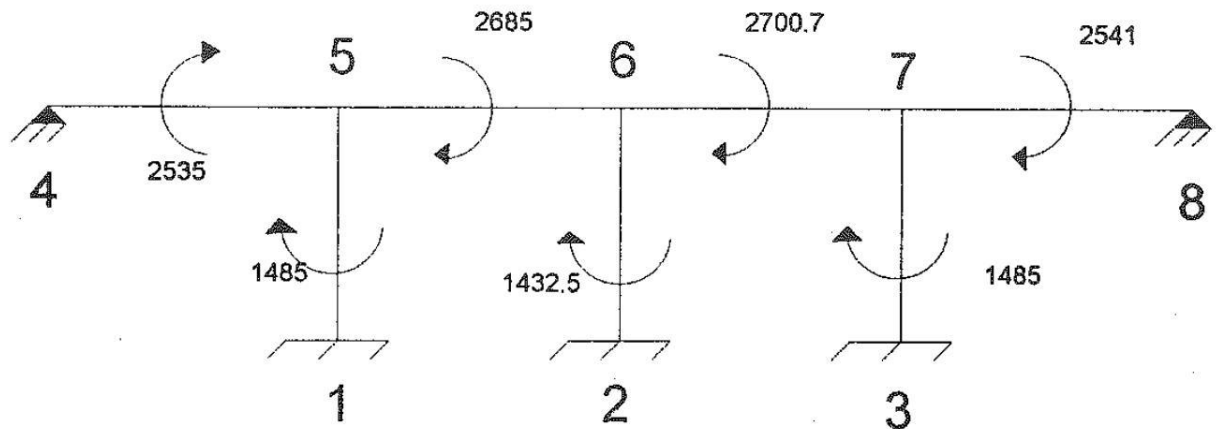
## Mo Gravitacional



## Mo sísmicos



## Mo Diseño.



## DISEÑO DE LA VIGA MAS CRITICA ( MARCO #1 , SENTIDO " X " )

El diseño de la viga se hará por el método plástico, debido al previo conocimiento de este método para este tipo de elementos.

Datos de diseño :

$$M_u = 2700.7 \text{ kg}\cdot\text{m} = 270070 \text{ kg}\cdot\text{cm}$$

$$f_c = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4000 \text{ kg/cm}^2$$

$$\gamma_c = 2400 \text{ kg/m}^3$$

$$\theta = 0.9$$

Escuadría de la viga ;  $b = 30 \text{ cm}$ ,  $d = 55 \text{ cm}$   $r = 5 \text{ cm}$   $h = 60 \text{ cm}$

1.- Calcular porcentaje máximo de acero " $\rho_{\text{max}}$ "

$$\rho_{\text{max}} = 0.75 \left( \frac{0.85 f_c k_1}{f_y} \cdot \frac{6000}{6000 + f_y} \right)$$

donde :  $k_1 = 0.85$

$$\rho_{\text{max}} = 0.75 \left( \frac{0.85 \cdot 0.85 \cdot 200 \text{ kg/cm}^2}{4000 \text{ kg/cm}^2} \cdot \frac{6000}{6000 + 4000 \text{ kg/cm}^2} \right) = 0.016257$$

$$\rho = 0.18 \frac{f_c}{f_y} = 0.18 \frac{200 \text{ kg/cm}^2}{4000 \text{ kg/cm}^2} = 0.009$$

Se toma  $\rho_{\text{max}} = 0.75(\rho_b) = 0.016257$

$$\rho = q \frac{f_c}{f_y} \quad \therefore q = \rho \frac{f_y}{f_c} = 0.016257 \left( \frac{4000 \text{ kg/cm}^2}{200 \text{ kg/cm}^2} \right) = 0.32514$$

2.- Con la fórmula de  $M_u$  , se despejará el peralte de la viga y se verificará si el peralte dado por diseño cumple bien.

$$M_u = \theta b d^2 f_c q (1 - 0.59 q)$$

$$d^2 = \frac{M_u}{\theta b f_c q (1 - 0.59 q)}$$

$$d^2 = \frac{2700070 \text{ kg}\cdot\text{cm}}{0.9 \times 30 \text{ cm} \times 200 \text{ kg/cm}^2 \times 0.3251 (1 - [0.59 \times 0.3251])} = 190.35$$

$$d = \sqrt{190.35} \Rightarrow d = 13.79 \text{ cm}$$

como por diseño se requiere una viga de 30 x 60 cm, está sección pasa fácilmente 14 cm < 55 cm ok !

3.- Area de acero.

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} \therefore A_s = \rho b d = 0.016257 \times 30 \text{ cm} \times 55 \text{ cm} = 26.82 \approx 27 \text{ cm}^2$$

Está área de acero es muy exagerada para el peso que resistirá, por lo que se calculará como viga subreforzada ( mas económica ). Tomando en cuenta :  
Con esté porcentaje de acero se evita revisar deflexiones ( Reglamento )

$$\rho = 0.18 \frac{f_c}{f_y} = 0.18 \left( \frac{200 \text{ kg/cm}^2}{4000 \text{ kg/cm}^2} \right) = 0.009 \therefore q = 0.18$$

$$\text{Area de acero} = A_s = \rho b d = 0.009 \times 30 \text{ cm} \times 55 \text{ cm} = 14.85 \approx 15 \text{ cm}^2$$

4.- Con ese porcentaje de acero, revisamos el peralte mínimo de la sección y se evita revisar por deflexiones.

$$d^2 = \frac{2700070 \text{ kg*cm}}{0.9 \times 30 \text{ cm} \times 200 \text{ kg/cm}^2 \times 0.18 ( 1 - [ 0.59 \times 0.18 ] )} = 309.76$$

$$d = 17.6 \approx 18 \text{ cm} < 55 \text{ cm} \text{ ok !}$$

5.- Con este peralte y en función del área de acero.

$$M_u = \theta [ A_s f_y ( d - a/2 ) ]$$

$$\text{Donde : } a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c b} = \frac{( 15 \text{ cm}^2 )( 4000 \text{ kg/cm}^2 )}{0.85 ( 200 \text{ kg/cm}^2 )( 30 )} = 11.7647$$

$$M_u = 0.9 [ ( 15 \text{ cm}^2 )( 4000 \text{ kg/cm}^2 ) ( 55 - 11.7647 / 2 ) ]$$

$$M_u = 2652353.1 \text{ kg*cm} = 26523.5 \text{ kg*cm} > 2700.7 \text{ kg*m} \text{ ok!}$$

Aun bajando el área de acero, queda muy sobrada pero ya no se calculará con el porcentaje mínimo , porque con el porcentaje mínimo habría que revisar deflexiones.

6- Resumiendo ; Escuadría de la viga.

$$b = 30 \text{ cm}$$

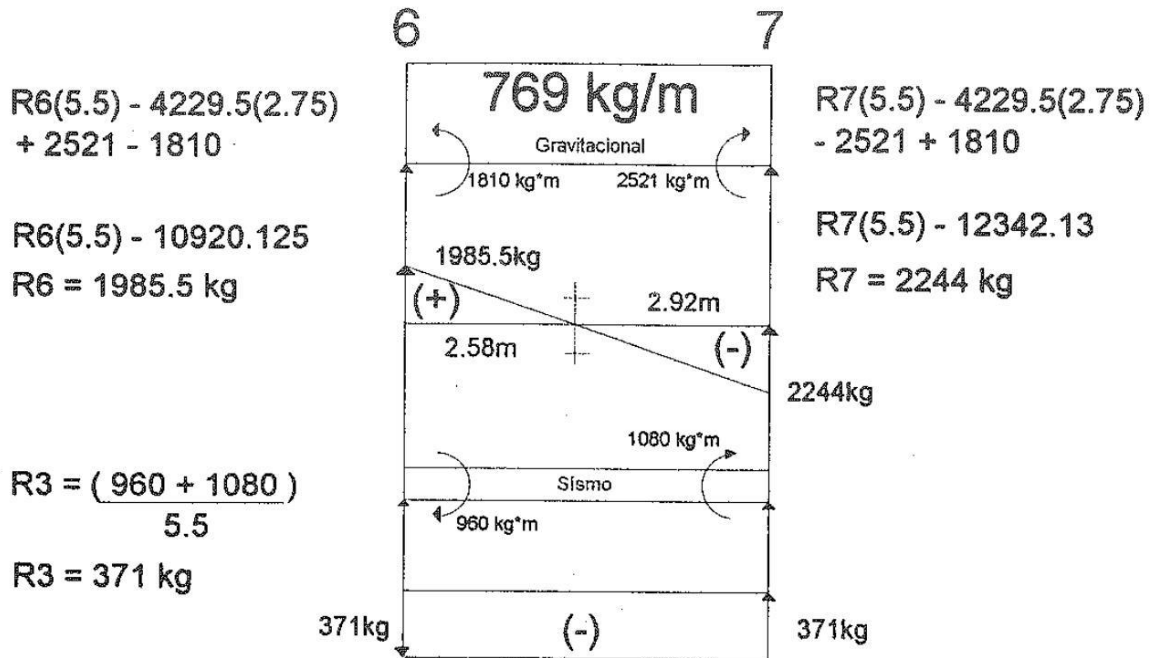
$$d = 55 \text{ cm}$$

$$h = 60 \text{ cm}$$

$$A_s = 16 \text{ cm}^2$$

# DISEÑO DE LA VIGA CRITICA MARCO #1 SENTIDO "X"

1.- Mo de diseño = 2700.7 kg\*m



## Cortante de diseño

CM + CV	1985.5	2244
$\overrightarrow{CS}$	-371	371
$\overleftarrow{CS}$	371	-371
$0.75(CM+CV)+\overrightarrow{CS}$	1210.8	1961.25
$0.75(CM+CV)+\overleftarrow{CS}$	1767.4	1404.7

V diseño = 1961.25 kg

7.- Armado de la viga.

Con fierro de  $\phi$  5/8"

$$\# \text{ varillas} = \frac{6 \text{ cm}^2}{1.979 \text{ cm}^2} = 8.03 \approx 8 \text{ varillas}$$

8.- Cortantes.  
kg/m

Datos :

$b = 30 \text{ cm}$

$d = 55 \text{ cm}$

$h = 60 \text{ cm}$

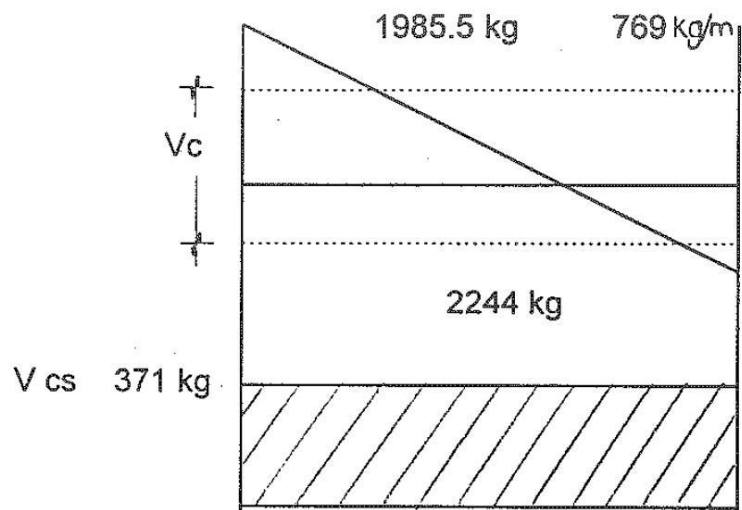
$L = 5.5 \text{ m}$

$f_c = 200 \text{ kg/cm}^2$

$f_y = 4000 \text{ kg/cm}^2$

$A_s = 16 \text{ cm}^2$

$\gamma_c = 2400 \text{ kg/m}^3$



Reacción máxima en los apoyos.

$R = 2244 \text{ kg} \uparrow$

Cortante en la sección del apoyo.

$V_u = 2244 \text{ kg}$

Cortante actuante.

$$V_v = \frac{V_u}{b d} = \frac{2244 \text{ kg}}{(30 \text{ cm})(55 \text{ cm})} = 1.35 \text{ kg/cm}^2$$

Cortante que absorbe el concreto.

$$V_c = 0.5 \theta \sqrt{f_c} = 0.5 \times 0.85 \times \sqrt{200 \text{ kg/cm}^2} = 6 \text{ kg/cm}^2$$

Entonces ;

$V_c > V_v$  No necesita estribos.

Pero por reglamento y armado del acero de flexión, se pondrán estribos.

El reglamento dispone que para armado de estribos, se pondrán a una distancia mínima de  $(d/2)$

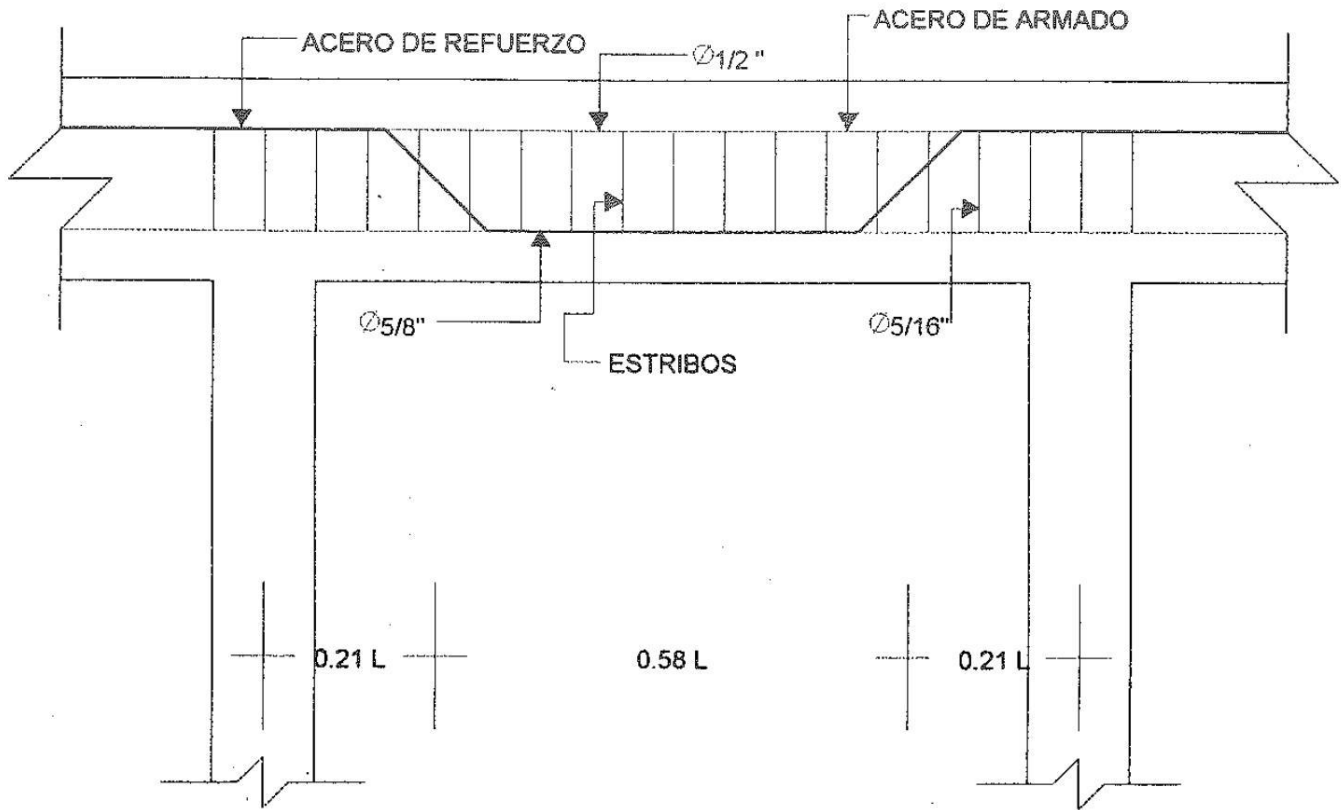
$$d/2 = 55 \text{ cm} / 2 = 27.5 \text{ cm} \approx 27 \text{ cm}$$

Entonces el armado de estribos quedarán ;

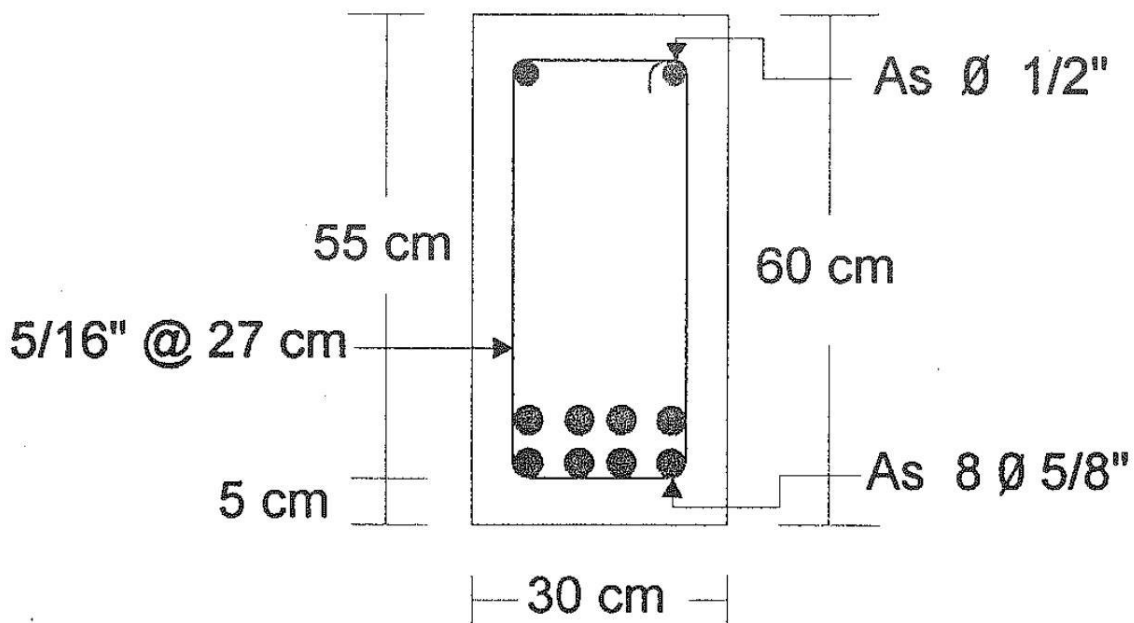
Estribos => Acero de 5/16" @ 27 cm

# ARMADO DE VIGA ( MARCO #1 )

SENTIDO " X "



AGREGADO DE 3/4"



## DISEÑO DE COLUMNAS DEL MARCO #1

Las columnas a diseñar serán de : 31 x 40 cm  
31 cm , en el sentido " X "  
40 cm , en el sentido " Y "

Este diseño es porque en el sentido " Y " las columnas dependen de ellas para su estabilidad.

Radio de giro.  $\sqrt{I/A} = r$

$$\text{Sentido " X " } I = \frac{b h^3}{12} = \frac{40 ( 31 )^3}{12} = 99303.3 \text{ cm}^4$$

$$\text{Sentido " Y " } I = \frac{b h^3}{12} = \frac{31 ( 40 )^3}{12} = 165333.3 \text{ cm}^4$$

Area de la sección = A = 31 x 40 = 1240 cm<sup>2</sup>

Radio de giro

$$\text{Sentido " X " } r = \sqrt{99303.3 / 1240} = 8.95 \text{ cm}$$

$$\text{Sentido " Y " } r = \sqrt{165333.3 / 1240} = 11.55 \text{ cm}$$

Esbeltez.  $\epsilon = h / r$

$$\text{Sentido " X " } \epsilon = 460 / 8.95 = 51.4$$

$$\text{Sentido " Y " } \epsilon = 460 / 11.55 = 39.82$$

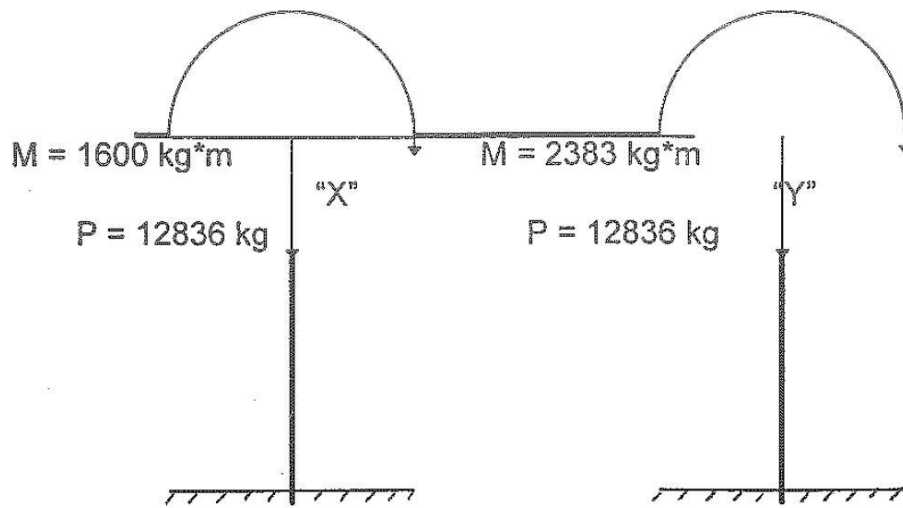
El reglamento dice, que para columnas en voladizo ( se basan en ellas mismas para su estabilidad ) , la longitud efectiva será igual dos veces su longitud.

$$h' = 2 h \quad h' = 2 ( 4.6 \text{ m} ) = 9.2 \text{ m}$$

Esta altura se ocupará para calcular el factor de reducción de las columnas, que para este tipo de columnas será :

$$R = 1.18 - 0.009 \frac{h'}{r} \leq 1 \quad \text{Se toma el radio de giro mas desfavorable}$$

$$R = 1.18 - 0.009 \frac{( 9.2 )}{8.95} = 0.25$$



Se tomará para diseño la condición de carga más crítica , que en este caso es el sentido " Y " , por lo que con el factor de reducción las cargas a las que estará sometida la columna más crítica.

$$\begin{aligned} \text{Carga Normal} &= N = 12836 \text{ kg} / 0.25 = 51344 \text{ kg} = 51.3 \text{ ton} \\ \text{Momento "X"} &= M_x = 1600 \text{ kg}\cdot\text{m} / 0.25 = 6400 \text{ kg}\cdot\text{m} = 6.4 \text{ ton}\cdot\text{m} \\ \text{Momento "Y"} &= M_y = 2383 \text{ kg}\cdot\text{m} / 0.25 = 9532 \text{ kg}\cdot\text{m} = 9.53 \text{ ton}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

Como la columna estará sometida a una carga axial y un momento es similar a tener una carga axial desfasada por una excentricidad.

$$M = P \times e \quad \therefore e = M / P = 9.53 \text{ t}\cdot\text{m} / 51.3 \text{ t} = 0.18 \text{ m}$$

La excentricidad es de 18 cm lo cual quiere decir que cae dentro del núcleo de la columna, puesto que la columna en el sentido "Y" es de :

$$\begin{aligned} h &= 40 \text{ cm} \\ r &= 1.5 \text{ cm} \end{aligned}$$

1.- Se diseñará primero como una columna con carga axial y con el diagrama de iteración de la columna se revisará.

$$\begin{aligned} N &= 51.34 \text{ t} \\ f_c &= 200 \text{ kg/cm}^2 \\ f_y &= 4200 \text{ kg/cm}^2 & f_s &= 0.4 f_y \\ h &= 4.6 \text{ m} \end{aligned}$$

2.- Determinar  $f_s = 0.4(4200) = 1680 \text{ kg/cm}^2$

3.- Determinar el valor del porcentaje de acero  
El reglamento determina que estará dentro del rango de  $\rho_g = 0.01$  y  $0.08$   
tomamos un valor mínimo de,  $\rho_g = 0.01$

4.- Valor del área total de concreto.

Por diseño ;  $A_g = 31 \times 40 \text{ cm} = 1240 \text{ cm}^2$

5.- Acero longitudinal.

$$A_s = \rho_g \times A_g = 0.01 \times 1240 \text{ cm}^2 = 12.4 \text{ cm}^2$$

6.- La carga axial que soporta esta sección es de :

$$P_u = 0.85 A_g f_c + A_s f_y$$

$$P_u = 0.85 (1240 \text{ cm}^2) (200 \text{ kg/cm}^2) + (12.4 \text{ cm}^2) (4200 \text{ kg/cm}^2)$$

$$P_u = 147712.8 \text{ kg} = 147.21 \text{ ton}$$

7.- La sección propuesta será :

$$h = 40 \text{ cm}$$

$$t = 31 \text{ cm}$$

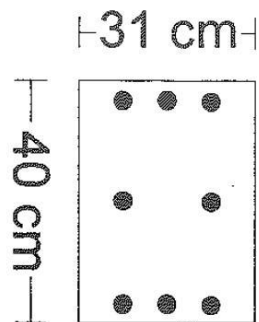
$$A_s = 8 \text{ } \theta \text{ } 5/8" = 16 \text{ cm}^2$$

8.- Se revisará la sección propuesta con el diagrama de iteración correspondiente :  
( otra página )

Determinar el diagrama de iteración de la columna que tiene los siguientes datos :

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2 \quad A_s = 8 \text{ fierros de } 5/8''$$

$$f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2 \quad E_y = f_y / E_s \quad E_s = 2.1 \times 10^6$$

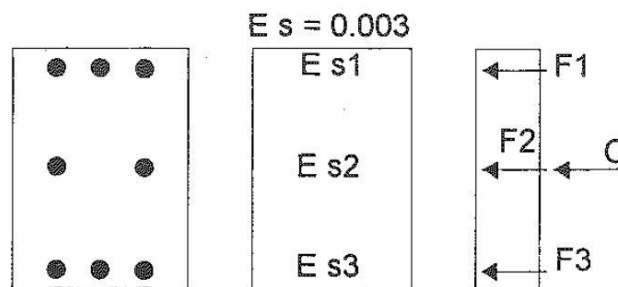


$$P_{oc} = C + F_1 + F_2 + F_3$$

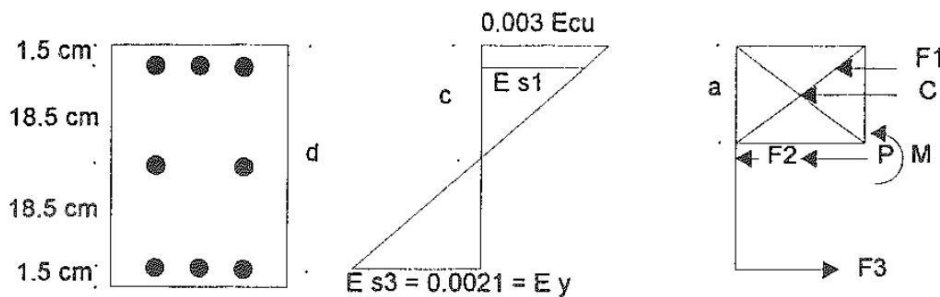
$$P_{oc} = 0.85 f'_c A_g + A_s f_y$$

$$P_{oc} = 0.85(200)(1240) + (15.8)(4200)$$

$$P_{oc} = 210800 \text{ kg} = 210.8 \text{ ton}$$



Obtención de la falla balanceada

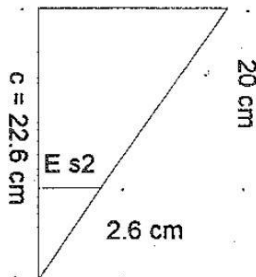


$$c = \frac{(E_{cu})(d)}{(E_{cu}) + (E_{s3})} = \frac{(0.003)(38.5)}{(0.003) + (0.0021)} = 22.6 \text{ cm}$$

$$E_{s1} = \frac{(0.003)(c - 1.5)}{c} = 0.0028$$

$$E_{s2} = \frac{(0.003)(2.6)}{22.6} = 0.0084$$

$$E_{s3} = 0.0021 = E_y$$



# Esfuerzos en el acero

$E s_1 > E_y$  Entonces  $f s_1 = 4200 \text{ kg/cm}^2$

$E s_2 < E_y$  Entonces  $f s_2 = (E s)(E_2) = (2 \times 10^6)(0.00034) = 680 \text{ kg/cm}^2$

$E s_3 > E_y$  Entonces  $f s_3 = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Fuerzas en el acero

$$F_1 = A s_1 f s_1 = (5.957 \text{ cm}^2)(4200 \text{ kg/cm}^2) = 24935.4 \text{ kg} = 24.9 \text{ ton}$$

$$F_2 = A s_2 f s_2 = (3.958 \text{ cm}^2)(680 \text{ kg/cm}^2) = 2691.4 \text{ kg} = 2.7 \text{ ton}$$

$$F_3 = A s_3 f s_3 = (5.937 \text{ cm}^2)(4200 \text{ kg/cm}^2) = 24935.4 \text{ kg} = 24.9 \text{ ton}$$

Fuerza en el concreto.

$$C = 0.85 (200 \text{ kg/cm}^2)(22.6 \text{ cm}) 0.85 (31 \text{ cm}) = 101236.7 \text{ kg} = 101.23 \text{ ton}$$

Cálculo de " P "

$$P = C + (F_1 + F_2 - F_3) = 101.23 + 24.9 + 2.7 - 24.9 = 103.9 \text{ ton}$$

Cálculo de " Mo "

$$C_c = (103.9 \text{ ton})(9.6 \text{ cm}) = 997.44 \text{ t*cm}$$

$$F_1 = (24.9 \text{ ton})(18.5 \text{ cm}) = 460.65 \text{ t*cm}$$

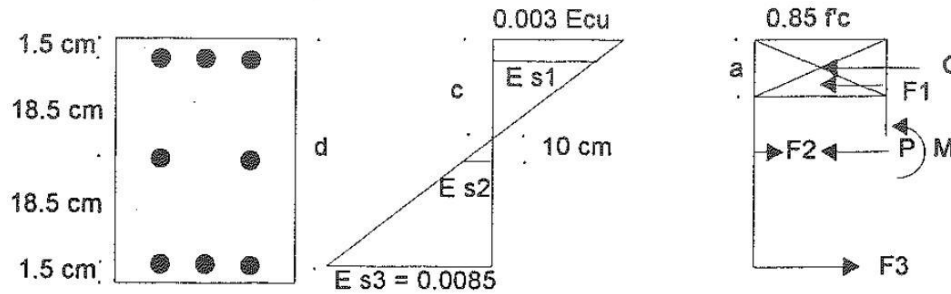
$$F_2 = (2.7 \text{ ton})(0.0 \text{ cm}) = 0.0 \text{ t*cm}$$

$$F_3 = (24.9 \text{ ton})(18.5 \text{ cm}) = 460.65 \text{ t*cm}$$

$$\text{suma} = 1918.74 \text{ t*cm} = 19.18 \text{ t*m}$$

Ahora se obtendrá con  $c = 10 \text{ cm}$

$$a = k_1 c$$



$$E s_1 = \frac{(0.003) (c - 1.5)}{c} = 0.0025$$

$$E s_2 = \frac{(0.003) (10)}{10} = 0.003$$

$$E s_3 = \frac{0.003 (c + 18.5)}{c} = 0.0085$$

## Esfuerzos en el acero con " c = 10 cm "

$$E s_1 > E_y \text{ Entonces } f s_1 = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$E s_2 > E_y \text{ Entonces } f s_2 = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$E s_3 > E_y \text{ Entonces } f s_3 = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

Fuerzas en el acero

$$F_1 = A_{s1} f s_1 = ( 5.957 \text{ cm}^2 )( 4200 \text{ kg/cm}^2 ) = 24935.4 \text{ kg} = 24.9 \text{ ton}$$

$$F_2 = A_{s2} f s_2 = ( 3.958 \text{ cm}^2 )( 4200 \text{ kg/cm}^2 ) = 16623.6 \text{ kg} = 16.6 \text{ ton}$$

$$F_3 = A_{s3} f s_3 = ( 5.937 \text{ cm}^2 )( 4200 \text{ kg/cm}^2 ) = 24935.4 \text{ kg} = 24.9 \text{ ton}$$

Fuerza en el concreto.

$$C = 0.85 (200 \text{ kg/cm}^2)(10 \text{ cm}) 0.85 (31 \text{ cm} ) = 44795 \text{ kg} = 44.8 \text{ ton}$$

Cálculo de " P "

$$P = C + ( F_1 - F_2 - F_3 ) = 44.8 + 24.9 - 24.9 - 16.62 = 28.6 \text{ ton}$$

Cálculo de " Mo"

$$C_c = ( 44.8 \text{ ton} )( 4.25 \text{ cm} ) = 190.4 \text{ t*cm}$$

$$F_1 = ( 24.9 \text{ ton} )( 18.5 \text{ cm} ) = 460.65 \text{ t*cm}$$

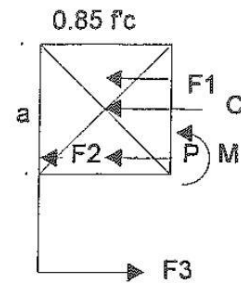
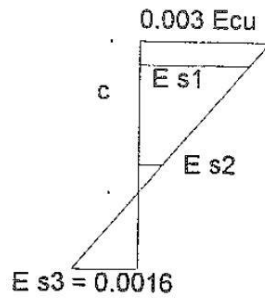
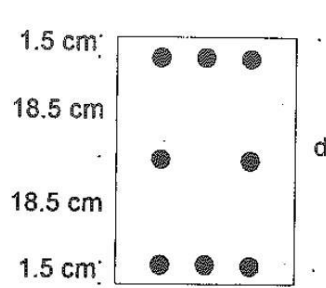
$$F_2 = ( 16.62 \text{ ton} )( 0.0 \text{ cm} ) = 0.0 \text{ t*cm}$$

$$F_3 = ( 24.9 \text{ ton} )( 18.5 \text{ cm} ) = 460.65 \text{ t*cm}$$

$$\text{suma} = \underline{1111.7 \text{ t*cm}} = 11.11 \text{ t*m}$$

Ahora se obtendrá con  $c = 25 \text{ cm}$

$$a = k_1 c$$



$$c = 25 \text{ cm}$$

$$E s_1 = \frac{(0.003) (23.5)}{25} = 0.0028$$

$$E s_2 = \frac{(0.003) (5)}{25} = 0.0006$$

$$E s_3 = \frac{0.003 (13.5)}{25} = 0.0016$$

# Esfuerzos en el acero con " c = 25 cm "

E s1 > E y Entonces f s1 = 4200 kg/cm<sup>2</sup>

E s2 < E y Entonces f s2 = 2x10<sup>6</sup> 0.006 = 1200 kg/cm<sup>2</sup>

E s3 < E y Entonces f s3 = 2x10<sup>6</sup> 0.0016 = 3200 kg/cm<sup>2</sup>

Fuerzas en el acero

F 1 = As1 f s1 = ( 5.957 cm<sup>2</sup> )( 4200 kg/cm<sup>2</sup> ) = 24935.4 kg = 24.9 ton

F 2 = As2 f s2 = ( 3.958 cm<sup>2</sup> )( 1200 kg/cm<sup>2</sup> ) = 4749.6 kg = 4.8 ton

F 3 = As3 f s3 = ( 5.937 cm<sup>2</sup> )( 3200 kg/cm<sup>2</sup> ) = 18998.4 kg = 19.0 ton

Fuerza en el concreto.

C = 0.85 (200 kg/cm<sup>2</sup>)(25 cm) 0.85 (31 cm ) = 111987.5 kg = 111.9 ton

Cálculo de " P "

P = C + ( F1 + F2 - F3 ) = 111.9 + 24.9 + 4.8 - 19 = 122 ton

Cálculo de " Mo"

Cc = ( 111.9 ton )( 10.6 cm ) = 1187.2 t\*cm

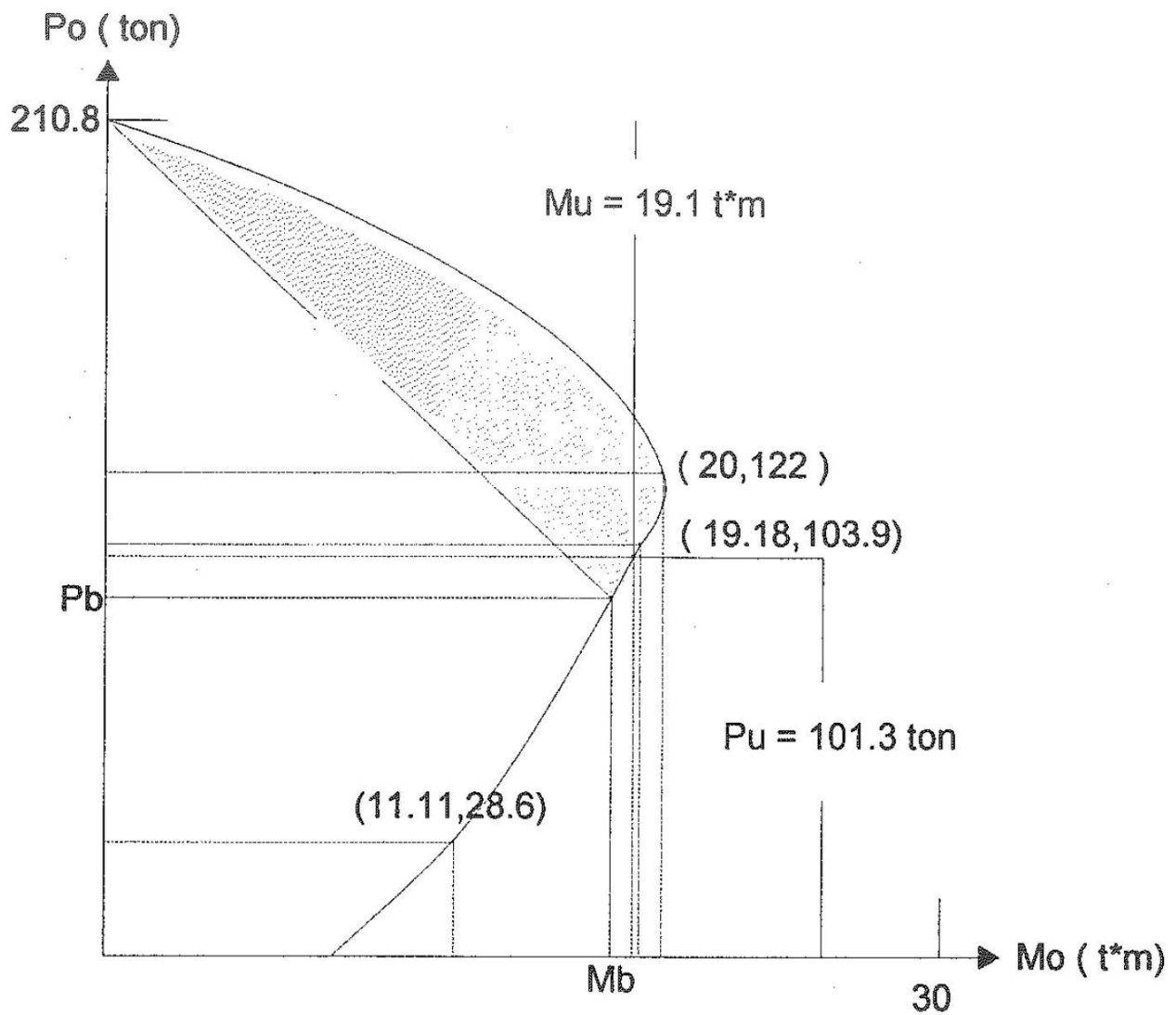
F1 = ( 24.9 ton )( 18.5 cm ) = 460.65 t\*cm

F2 = ( 4.8 ton )( 0.0 cm ) = 0.0 t\*cm

F3 = ( 19 ton )( 18.5 cm ) = 351.5 t\*cm

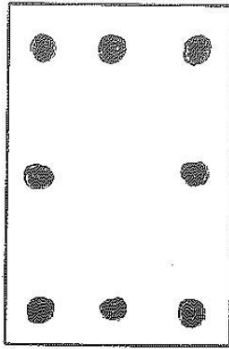
suma = 1999 t\*cm = 20 t\*m

# Diagrama de iteración



$P_b = 91.6$  ton     $M_b = 18.9 t \cdot m$   
 $P_u = 101.3$  ton     $M_u = 19.1 t \cdot m$   
 $P_{dis} = 51.34$  ton     $M_{dis} = 9.53 t \cdot m$

Nota : La columna está dentro de la seguridad



DATOS DE CALCULO

$b = 31 \text{ cm}$        $t = 40 \text{ cm}$

$A_s = 6 \text{ cm}^2$        $A'_s = 6 \text{ cm}^2$

$e = 18 \text{ cm}$        $f_c = 100 \text{ kg/cm}^2$

$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Se ocupará la fórmula cuando la columna falla a tensión, cuando el refuerzo es simétrico.

$$P_u = \phi [ 0.85 f_c b d \{ -\rho + 1 - e'/d \sqrt{ (1-e'/d)^2 + 2\rho ( m' [ 1-d'/d ] + e'/d ) } \} ]$$

$$P_u = 0.7 [ 261800 \{ 0.047 + \sqrt{ 0.027 + 0.01( 23.7 [ 1-0.039 ] + 0.948 ) } \} ]$$

$$P_u = 0.7 [ 261800 \{ 0.039 + 0.514 \} ]$$

$$P_u = 101342.8 \text{ kg} = 101.3 \text{ ton}$$

Falla balanceada.

$$P_b = \phi [ 0.85 k_1 f_c b d \frac{6000}{6000 + f_y} + A'_s f_y - A_s f_y ]$$

$$P_b = 0.7 [ 222530 \times 0.588 + ( 25200 - 25200 ) ] = 91593.3 \text{ kg} = 91.6 \text{ ton}$$

Entonces la falla balanceada es mas pequeña que la falla última, por la que está columna fallará a compresión. ( además que sí está sobrada )

$$P_b < P_u$$

ESTRIBOS.

El acero que restringe es : 1 varillas de 5/8" = 2 cm<sup>2</sup>

El 10% es = 0.2 cm<sup>2</sup> , que es el 10% del acero vertical.

Estribos de varilla #3 = 3/8" = 0.71 cm<sup>2</sup>

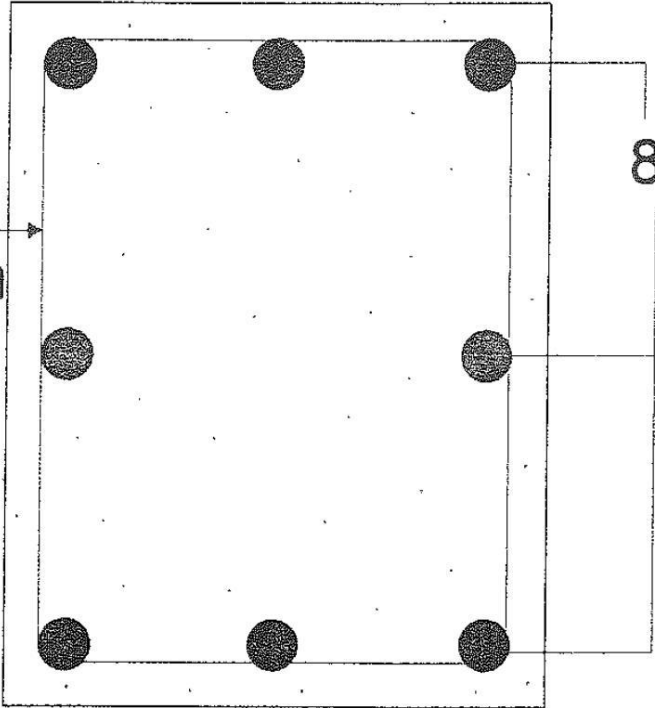
Criterios de diseño de estribos para columnas sin zunchos.

- 48 veces el  $\theta$  estribo = 45.72 cm
- 16 veces el  $\theta$  de la varilla = 25.5 cm RIGE.
- El lado menor de la columna = 31 cm

Estribos = fierro #3 @ 25 cm.

# DETALLE COLUMNA MARCO #1

ESTRIBOS  
Fierro #3 @ 25 cm



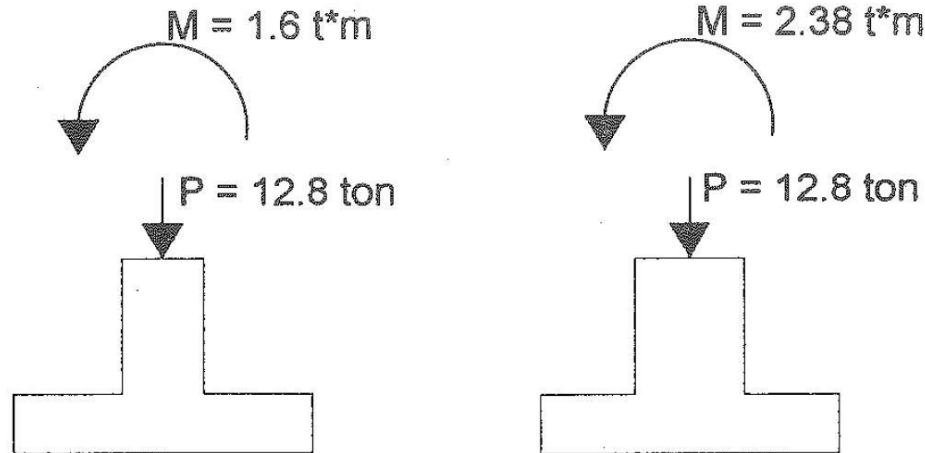
80 5/8"

40 cm

31 cm

# DISEÑO DE ZAPATA AISLADA

## SENTIDO "X"                      SENTIDO "Y"



### DISEÑO DE LA CIMENTACION, MARCO #1

Datos de diseño :

$\sigma_{adm} = 15 \text{ t/m}^2$   
 $f_c = 200 \text{ kg/cm}^2$   
 $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

$$1.- \quad A = P / \sigma \Rightarrow A = \frac{P + (\% P)}{\sigma_{adm}} = \frac{12.8 + (0.08 \times 12.8)}{15} = 0.92 \text{ m}^2$$

$$B = \sqrt{A} = \sqrt{0.92} = 0.96 \text{ m} \approx 1 \text{ m}$$

2.- Esfuerzo neto.

$$\sigma_{neto} = \frac{P + (\% P)}{A} = \frac{12.8 + (0.08 \times 12.8)}{1} = 13.82 \text{ ton/cm}^2$$

3.- Esfuerzos máximos y mínimos debidos a los momentos en sus dos direcciones "X", "Y"

$$\sigma = \frac{P}{A} + \frac{M c}{I}$$

Donde :

$$\text{Momento de inercia} = I = \frac{b h^3}{12} = \frac{(1)(1)^3}{12} = 0.0833 \text{ m}^4$$

Sentido "X"

$$c = 0.35 \text{ m}$$

pero como "c" es el radio de giro. Entonces  $c = c + 0.5 \text{ columna}$

$$c = 0.35 + (0.5 \times 0.31) = 0.505 \text{ m}$$

$$\sigma = \frac{13.82}{1} \pm \frac{1.6 (0.505)}{0.0833}$$

$$\sigma \text{ "X" max} = 23 \text{ ton/m}^2 = 2.3 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma \text{ "X" min} = 4.1 \text{ ton/m}^2 = 0.41 \text{ kg/cm}^2$$

Sentido "Y"

$$c = 0.30 \text{ m}$$

pero como "c" es el radio de giro. Entonces  $c = c + 0.5 \text{ columna}$

$$c = 0.30 + (0.5 \times 0.40) = 0.50 \text{ m}$$

$$\sigma = \frac{13.82}{1} \pm \frac{2.38(0.50)}{0.0833}$$

$$\sigma \text{ "Y" max} = 28 \text{ ton/m}^2 = 2.8 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma \text{ "Y" min} = -0.46 \text{ ton/m}^2 = -0.046 \text{ kg/cm}^2$$

4.- Esfuerzo en el concreto

$$\sigma_c = 8\% P / \text{Area} = 0.08 \times 13.82 \text{ ton} / 1 \text{ m}^2$$

$$\sigma_c = 1.064 \text{ ton/m}^2$$

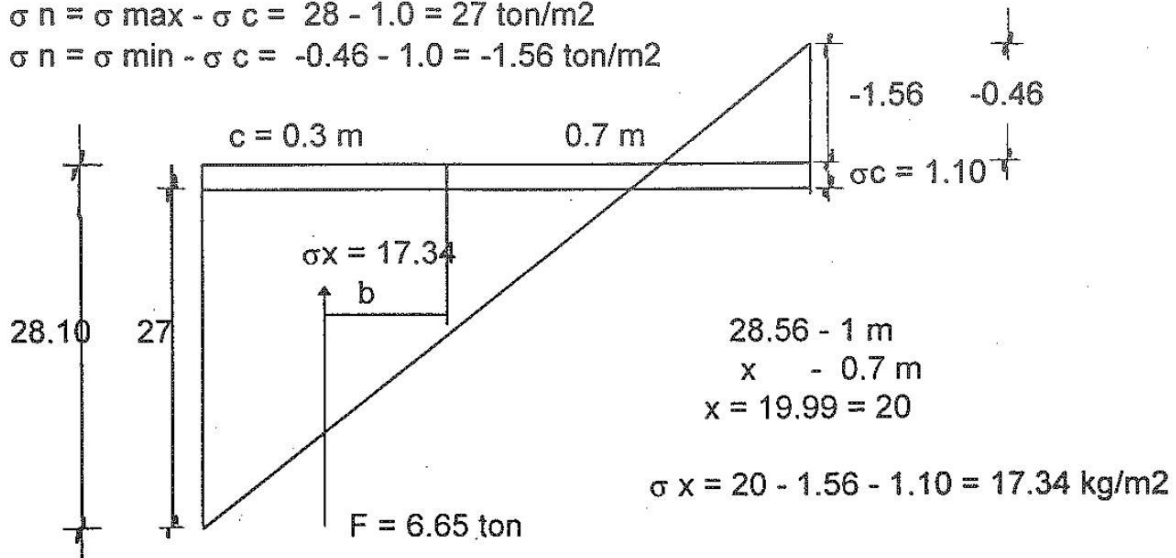
5.- Como los esfuerzos mas críticos se presentan el sentido "Y" , con esos esfuerzos se diseñará el acero y peralte de la zapata aislada.

Como se presentan esfuerzos negativos , quiere decir que hay tensión , entonces se pondrá acero para tomar este esfuerzo.

6.- Esfuerzos netos

$$\sigma_n = \sigma_{\max} - \sigma_c = 28 - 1.0 = 27 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_n = \sigma_{\min} - \sigma_c = -0.46 - 1.0 = -1.56 \text{ ton/m}^2$$



$$F = \frac{27 + 17.34}{2} (0.30)(1.0) = 6.65 \text{ ton}$$

$$b = \frac{(2) 27 + 17.34}{(27 + 17.34)} 0.30 = 0.16 \text{ m}$$

7.- Momento =  $M_o = (6.65 \text{ ton})(0.16 \text{ m}) = 1.07 \text{ t} \cdot \text{m} = 107000 \text{ kg} \cdot \text{cm}$

8.- Porcentajes de acero.

$$\rho_b = 0.75 \left[ \frac{0.9 \cdot 0.85 \cdot f_c \cdot k_1}{f_y} \cdot \frac{6000}{6000 + f_y} \right]$$

$\rho_{\min} = 0.002$

$$\rho_b = 0.75 \left[ \frac{0.9 \cdot 0.85 \cdot 200 \cdot 0.85}{4200} \cdot \frac{6000}{6000 + 4200} \right] = 0.0136$$

9.- Peralte de la zapata.

$$q = \rho f_y / f_c = 0.0136 (4200)/200 = 0.2856$$

$$d^2 = \frac{M_u}{\theta b f_c q (1 - 0.59 q)}$$

$$d^2 = \frac{107000}{0.9(100)(200)(0.2836)[1 - 0.59(0.2856)]} = 25.03$$

$$d = \sqrt{25.03} = 5.0 \text{ cm}$$

El reglamento propone incrementar el peralte en 1.5 veces.

$d = 1.5 (5) = 7.5 \text{ cm}$ , no da el mínimo. Por especificación el reglamento propone un mínimo de peralte de 15 cm, con 7 cm de recubrimiento.

Se propone  $d = 15 \text{ cm}$  y  $h = 22 \text{ cm}$

10.- Revisar por corte.

$$v = 6.65 \text{ ton}$$

$$v_u = \frac{6.65}{bd} = \frac{6.65 \text{ ton}}{(1\text{m})(0.22\text{m})} = 30.22 \text{ t/m}^2 = 3.0 \text{ kg/cm}^2$$

Cortante del concreto  $v_c = 0.29 \sqrt{f_c} = 4.10 \text{ kg/cm}^2$

$$v_u < v_c \quad \text{ok!}$$

11.- Revisar por penetración.

$$v = 0.53 \sqrt{f_c} = 7.49 \text{ kg/cm}^2$$

$$v_A = ([LB] - ([e+d] \times [e_1+d])) \sigma_n$$

$$v_A = ([1\text{m} \cdot 1\text{m}] - ([0.31 + 0.22] \times [0.4 + 0.22])) 28$$

$$v_A = (1 - 0.3286) 28 = 18.8 \text{ ton}$$

$$v_u = \frac{v_A}{[2(e+d) + 2(e_1+d)]d}$$

$$v_u = \frac{18.8}{[2(0.31+0.22)+2(0.40+0.22)]0.22} = 37.15 \text{ ton/m}^2 = 3.71 \text{ kg/cm}^2$$

$$v_u < v \Rightarrow 3.71 < 7.49 \quad \text{ok!}$$

Donde :  $e$  = lado corto de columna = 31 cm  
 $e_1$  = lado ancho de columna = 40 cm  
 $d$  = peralte de zapata = 22 cm  
 $\sigma_n$  = Esfuerzo de que soporta la zapata

12.- Cálculo del área de acero.

$$a \approx d / 10 = 22 / 10 = 2.2 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y (d - a/2)} = \frac{107000}{0.9 (4200)(22 - 2.2/2)} = 1.36 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c b} = \frac{1.36 (4200)}{0.85 (200)(100)} = 0.336$$

$$A_s = 1.80 \text{ cm}^2 \quad \text{y} \quad a = 0.32$$

13.- Acero por temperatura.

$$A_{st} = 0.0018 b d = 0.0018 (100)(22)$$

$$A_{st} = 3.96 = 4 \text{ cm}^2$$

Se armará por temperatura en dos sentidos.

$$\text{Con } \theta \text{ 3/8"} \quad 4 \text{ cm}^2 / 0.7125 = 5.61 \approx 6 \text{ varillas}$$

$$100 / 6 = 16.6 \approx 15 \text{ cm en dos sentidos}$$

Para absorber los esfuerzos de tensión se colocará acero en la parte superior

$$3 \theta \text{ 3/8"} = 2.13 \text{ cm}^2$$

$$\theta \text{ 3/8"} @ 33 \text{ cm en 2 sentidos}$$

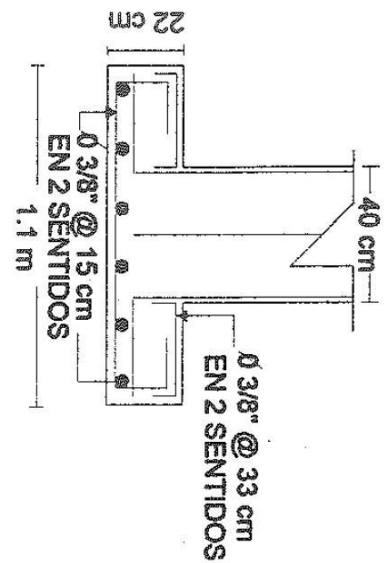
14.- Longitud de desarrollo.

- $L_d = \frac{0.006 A_v f_y}{\sqrt{f_c}} = \frac{0.06 (0.7125)(4200)}{\sqrt{200}} = 12.7 \text{ cm}$

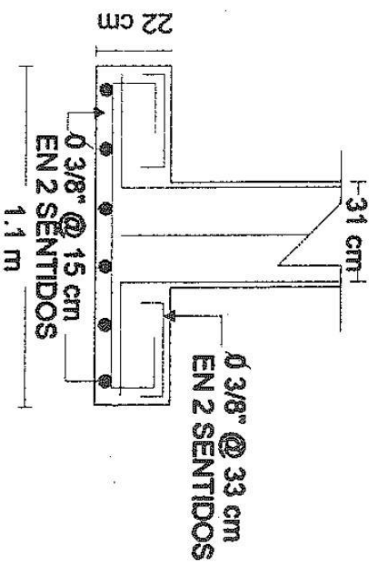
- $L_d = 0.006 D_v f_y = 23.99 \approx 24 \text{ cm}$

- $L_d = 30 \text{ cm}$  \*\* se escoge esta por ser la mas larga \*\*

CORTE DE ZAPATA  
SENTIDO "Y"

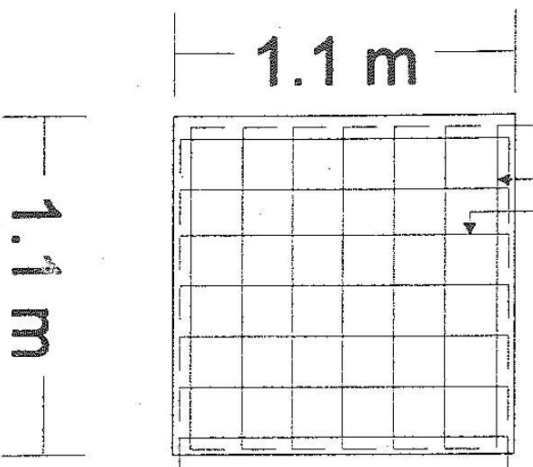


CORTE DE ZAPATA  
SENTIDO "X"



# ARMADO DE LA ZAPATAS

$\emptyset 3/8'' @ 15 \text{ cm}$   
en 2 sentidos

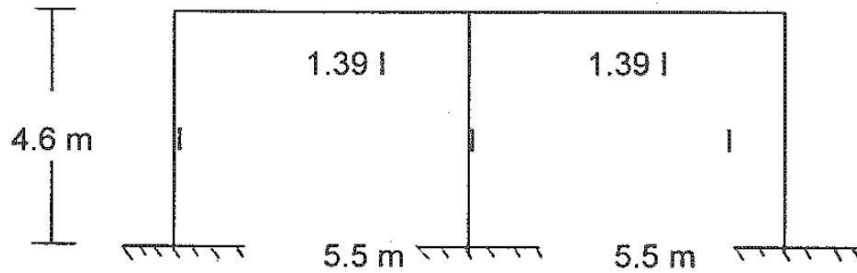


### MARCO 2 Sentido " X ".

Este marco no será de carga, solo servirá para apoyar láminas de PVC, en sus columnas y para separar la segunda de la tercera fase. Por lo que se analizará con su propio peso y por sismo.

Las vigas por diseño será de 0.20 x 0.40 m.

Las columnas por diseño serán de 0.31 x 0.31 m.



Rigideces en el marco, con la escuadría dada.

$$I_v = \frac{(20 \text{ cm})(40 \text{ cm}^3)}{12} = 106666 \text{ cm}^4$$

$$I_c = \frac{(31 \text{ cm})(31 \text{ cm}^3)}{12} = 76960 \text{ cm}^4$$

$$I_{\text{columna}} = 76960 \text{ cm}^4 = I$$

$$I_{\text{viga}} = 106666 = 1.39 I$$

Para calcular el cortante basal es necesario calcular el peso total del marco.

Peso total del marco.

$$PT = 1.7 [ W_{cv} ] + 1.4 [ P_{oPo} \text{ viga} + P_{oPo} \text{ columna} ]$$

$$PT = 1.7 [ 70 \text{ kg/m}^2 \times 11 \text{ m} \times 1 \text{ m} ] + 1.4 [ (2400 \text{ kg/m}^3)(0.20 \text{ m})(0.40 \text{ m})(11 \text{ m}) \\ + (2400 \text{ kg/m}^3)(0.31 \text{ m})(0.31 \text{ m}) \times 4.6 \text{ m} \times 3 ]$$

$$PT = 1309 \text{ kg} + 2956.8 \text{ kg} + 4455.92 = 8721.7 \text{ kg} \approx 8.72 \approx 9 \text{ ton}$$

Cortante basal

$$V_b = \frac{C_s}{Q} W_t = \frac{0.3}{3} (9) = 0.9 \text{ ton} = 900 \text{ kg}$$

Para calcular la carga gravitacional es necesario tener en cuenta la carga viva, muerta y factores de seguridad.

Por norma :

Carga viva =  $C_v = 300 \text{ kg/m}^2$ , pero como la trabe sólo tendrá 20 cm de ancho, en un metro lineal se tendrán ;

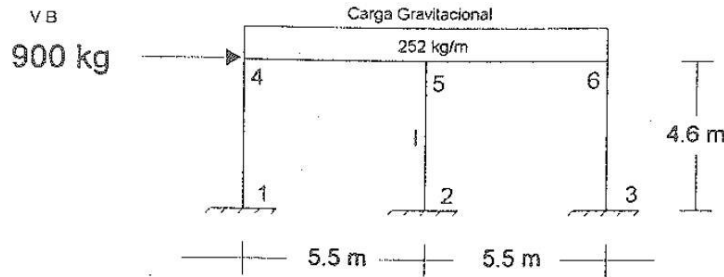
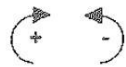
$$C_v = 300 \text{ kg/m}^2 \times 0.20 \text{ m} = 60 \text{ kg/m}$$

$$\text{Carga muerta} = C_m = 2400 \text{ kg/m}^3 \times 0.2 \text{ m} \times 0.4 \text{ m} = 192 \text{ kg/m}$$

$$\text{Carga Total} = C_T = 1.4 C_m + 1.7 C_v = 1.4( 192 \text{ kg/m}) + 1.7( 60 \text{ kg/m}) = 252 \text{ kg/m}$$

# ANALISIS POR CARGAS GRAVITACIONALES Y SISMICAS

MARCO #2 SENTIDO "X"



### 1.- Cálculo factores de distribución

Barra	Rigidez Relativa	FDA
4-1	0.2174	-0.2312
4-5	0.2527	-0.2687
		Sum = -0.5
5-4	0.2527	-0.1748
5-2	0.2174	-0.1504
5-6	0.2527	-0.1748
		Sum = -0.5
6-5	0.2527	-0.2687
6-3	0.2174	-0.2312
		Sum = -0.5

Entrepiso	Rigidez Relativa	FDL
4-1	$1/4.6 = 0.2174$	-0.5
5-2	$1/4.6 = 0.2174$	-0.5
6-3	$1/4.6 = 0.2174$	-0.5
	$k = 0.6521$	
	$2/3 k = 0.4347$	

### 2.- Calcular $\bar{M}$ y $M_d$

$$\begin{aligned} \bar{M} \text{ 4-5} &= -635.25 & M_d \text{ 4} &= -635.25 \\ \bar{M} \text{ 5-4} &= 635.25 & M_d \text{ 5} &= 0 \\ \bar{M} \text{ 5-6} &= -635.25 & M_d \text{ 6} &= 635.25 \\ \bar{M} \text{ 6-5} &= 635.25 & & \end{aligned}$$

### 3.- Momentos de entrepiso.

Entrepiso 1

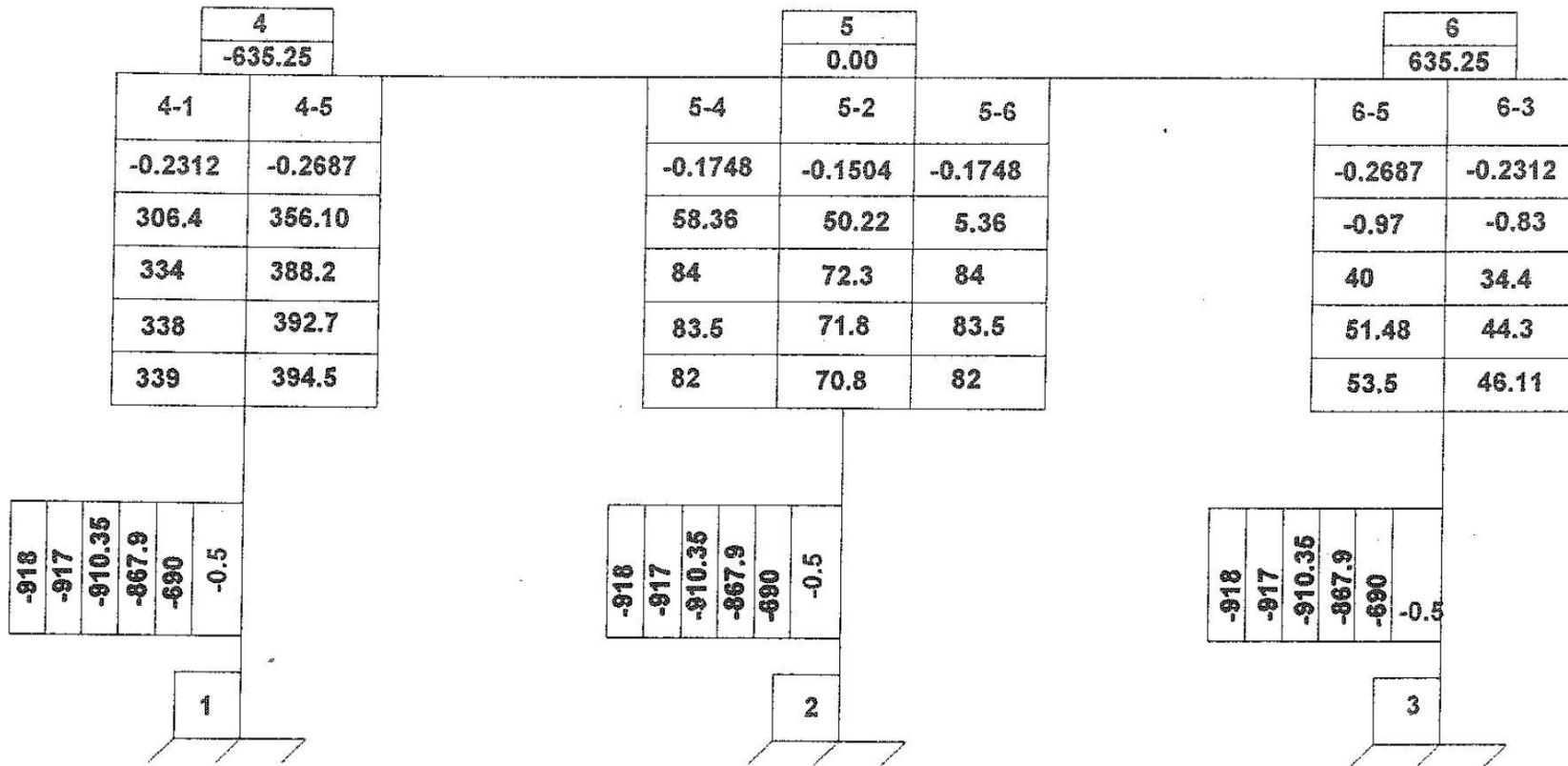
$$M = V h / 3 = (0.9 \text{ ton})(4.6 \text{ m}) / 3$$

$$M = V h / 3 = 1380 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

### 4.- Distribución de $M_o$ entrepiso entre las columnas

Columna	FDL	X	$Vh / 3 = M_o$
4-1	-0.5	X	$1.38 = -0.69 \text{ t}\cdot\text{m}$
5-2	-0.5	X	$1.38 = -0.69 \text{ t}\cdot\text{m}$
6-3	-0.5	X	$1.38 = -0.69 \text{ t}\cdot\text{m}$

# MARCO # 2 SENTIDO " X " GRAITACIONAL Y SISMICO



MOMENTOS FINALES, MARCO #2 ( SENTIDO " X " )

$$M_{4-5} = -635.25 + 2 ( 395 ) + 82 + 0 = 236.75 \quad \text{kg*m}$$

$$M_{4-1} = 0 + 2 ( 340 ) + 0 + ( -918 ) = -238 \quad \text{kg*m}$$

$$M_{5-4} = 635.25 + 2 ( 82 ) + 395 + 0 = 1194.25 \quad \text{kg*m}$$

$$M_{5-6} = -635.25 + 82 + 53.6 + 0 = -499.65 \quad \text{kg*m}$$

$$M_{5-2} = 0 + 2 ( 70.6 ) + 0 + ( -918 ) = 776.8 \quad \text{kg*m}$$

$$M_{6-5} = 635.25 + 2 ( 53.6 ) + 82 + 0 = 824.45 \quad \text{kg*m}$$

$$M_{6-3} = 0 + 2 ( 46.4 ) + 0 + ( -918 ) = -825.2 \quad \text{kg*m}$$

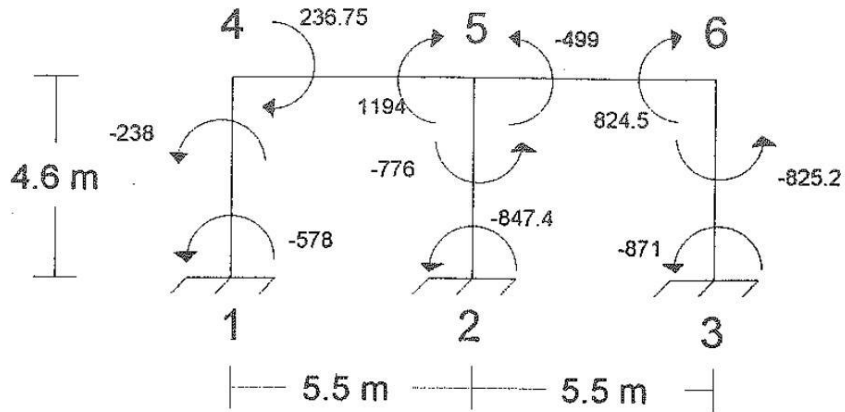
$$M_{1-4} = 0 + 0 + 340 + ( -918 ) = -578 \quad \text{kg*m}$$

$$M_{2-5} = 0 + 0 + 70.6 + ( -918 ) = -847.4 \quad \text{kg*m}$$

$$M_{3-6} = 0 + 0 + 46.4 + ( -918 ) = -871.6 \quad \text{kg*m}$$

# MARCO # 2 SENTIDO "X"

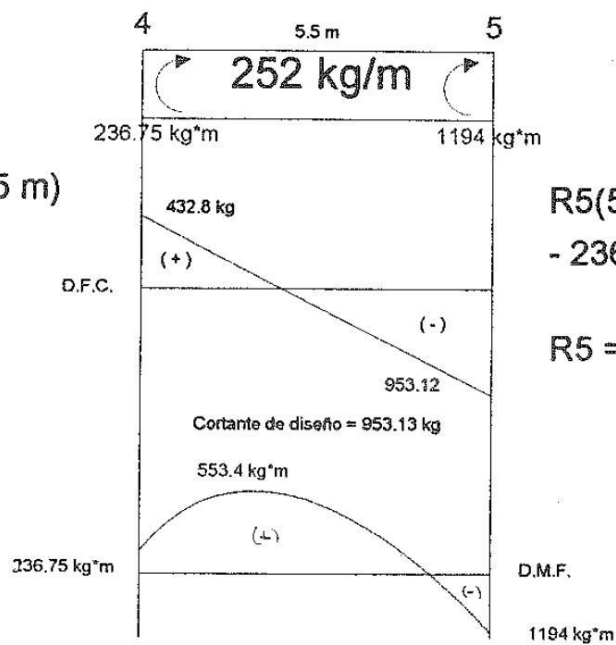
## Mo's Gravitacionales y sísmicos



Mo de diseño para diseñar la viga (+) crítica. = 1194 kg\*m

$$R4(5.5\text{ m}) - 1386(2.75\text{ m}) + 1194 + 236.7$$

$$R4 = 432.8\text{ kg}$$



$$R5(5.5\text{ m}) - 1386(2.75\text{ m}) - 236.7 - 1194 = 0$$

$$R5 = 953.12\text{ kg}$$

## DISEÑO DE LA VIGA , MARCO #2 ( SENTIDO "X" )

Datos de diseño :

$$f_c = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\theta = 0.9$$

$$f_y = 4000 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Escuadria} \Rightarrow b = 20 \text{ cm} ; d = 35 \text{ cm} ; h = 40 \text{ cm}$$

$$\gamma_c = 2400 \text{ kg/m}^3$$

$$M_o \text{ diseño} = 1194 \text{ kg}^*\text{m} = 119400 \text{ kg}^*\text{cm}$$

1.- Calcular los porcentajes de acero para la viga.

	$\rho$	q	d cm	As cm <sup>2</sup>	Mu kg*cm Acero	Mu kg*m Concreto
$\rho \text{ max}$	0.0162	0.325	11.23	11.34	11565.19	1158424.3
$\rho \text{ b}$	0.009	0.18	14.35	6.30	7097.50	638548.6
$\rho \text{ min}$	0.0035	0.07	22.23	2.45	295988.8	295950.7

$$\rho \text{ max} = 0.75 \left( \frac{0.85 f_c k_1}{f_y} \cdot \frac{6000}{6000 f_y} \right)$$

$$\rho \text{ b} = 0.18 \frac{f_y}{f_c}$$

$$\rho \text{ min} = 14 / f_y$$

$$d^2 = \frac{M_o \text{ diseño}}{\phi f_c b q (1 - 0.59 q)} = \frac{119400}{0.9 \times 200 \text{ kg/cm}^2 \times 20 \text{ cm} \times q (1 - 0.59 q)}$$

$$A_s = \rho \text{ b } d = \rho \times 20 \text{ cm} \times 35 \text{ cm}$$

Momento último que resiste la sección en función del area de acero obtenida ;

$$M_u = \phi [ A_s f_y ( d - a/2 ) ] \quad \text{Donde :}$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c b} = \frac{A_s \cdot 4000 \text{ kg/cm}^2}{0.85 \times 200 \text{ kg/cm}^2 \times 20 \text{ cm}}$$

Momento último en función del concreto.

$$M_u = \phi [ b d^2 f_c q (1 - 0.59 q) ]$$

$$M_u = 0.9 [ 20 \text{ cm} \times 35 \text{ cm} \times q (1 - 0.59 q) ]$$

Tomándose el área de acero con el porcentaje balanceado por el reglamento para evitar deflexiones, dándonos :

$$A_s = 6.03 \approx 6 \text{ cm}^2$$

$$M_u \text{ a tensión} = 709700 \text{ kg}\cdot\text{cm} = 7097 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$M_u \text{ a compresión} = 709400 \text{ kg}\cdot\text{cm} = 7094 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

### CORTANTE.

Datos :

Cortante máximo :

$$V_{\text{max}} = 953.12 \text{ kg}$$

Cortante en la sección :

$$v_u = \frac{V_u}{b d} = \frac{953.12 \text{ kg}}{20 \text{ cm} \times 35 \text{ cm}} = 1.36 \text{ kg/cm}^2$$

Cortante que absorbe el concreto :

$$V_c = 0.5 \theta \sqrt{f_c} = 0.5 \times 0.85 \sqrt{200 \text{ kg/cm}^2} = 6 \text{ kg/cm}^2$$

$V_c > v_u$  No necesita estribos.

Por cuestiones de reglamento y armado se pondrán estribos.

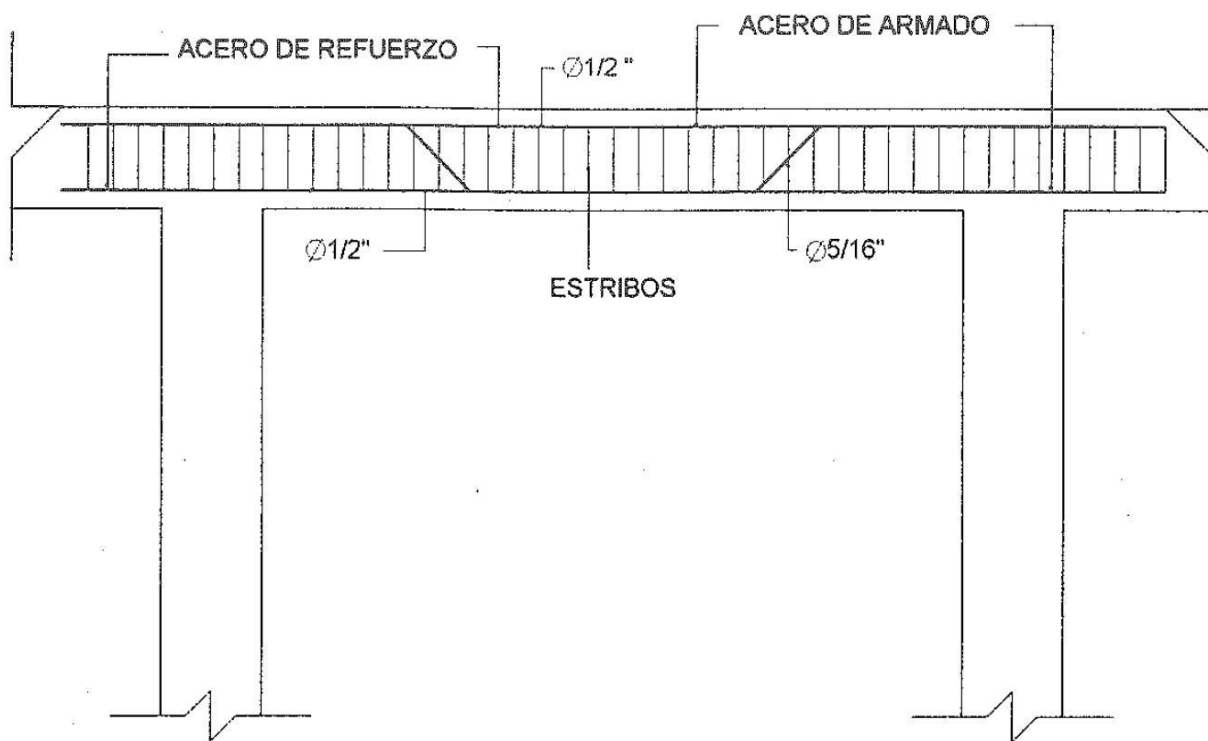
La norma dice que la mínima separación de estribos es de " d/2 "

$$d/2 = 35/2 = 17.5 \text{ cm}$$

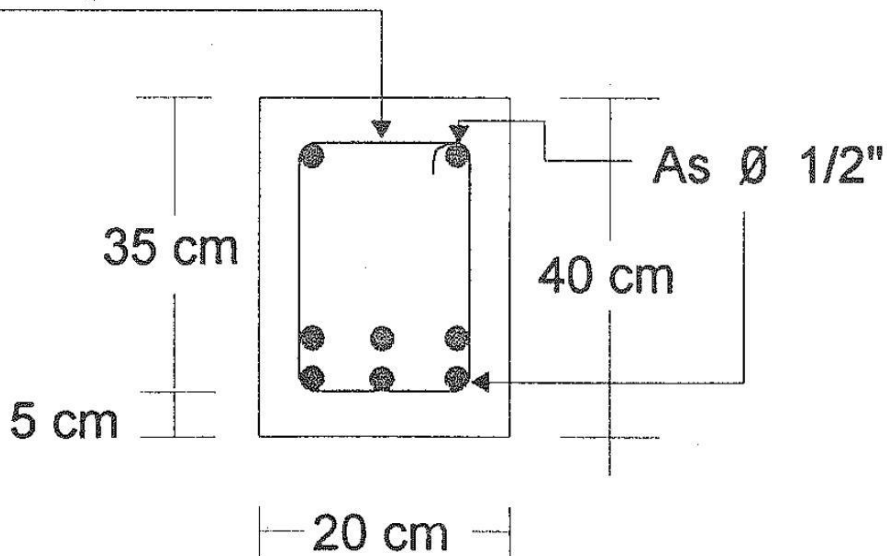
se colocará estribos de :  $\theta 5/16" @ 17.5 \text{ cm}$

# ARMADO DE VIGA ( MARCO #2 )

SENTIDO " X "



As  $\varnothing 5/16"$ @17.5 cm



## DISEÑO DE COLUMNAS DEL MARCO #2

Las columnas a diseñar serán de : 31 x 31 cm  
31 cm , en el sentido " X "  
31 cm , en el sentido " Y "

Este diseño es porque este marco no soportará cargas importantes y las columnas dependen de ellas para su estabilidad.

Radio de giro.  $\sqrt{I/A} = r$

$$I = \frac{b h^3}{12} = \frac{31 (31)^3}{12} = 76960.08 \text{ cm}^4$$

$$\text{Area de la sección} = A = 31 \times 31 = 961 \text{ cm}^2$$

Radio de giro

$$r = \sqrt{76960 / 961} = 8.94 \text{ cm}$$

Esbeltez.  $\epsilon = h / r$

$$\epsilon = 460 / 8.95 = 51.4$$

El reglamento dice, que para columnas en voladizo ( se basan en ellas mismas para su estabilidad ) , la longitud efectiva será igual dos veces su longitud.

$$h' = 2 h \quad h' = 2 ( 4.6 \text{ m} ) = 9.2 \text{ m}$$

Esta altura se ocupará para calcular el factor de reducción de las columnas, que para este tipo de columnas será :

$$R = 1.18 - 0.009 \frac{h'}{r} \leq 1$$

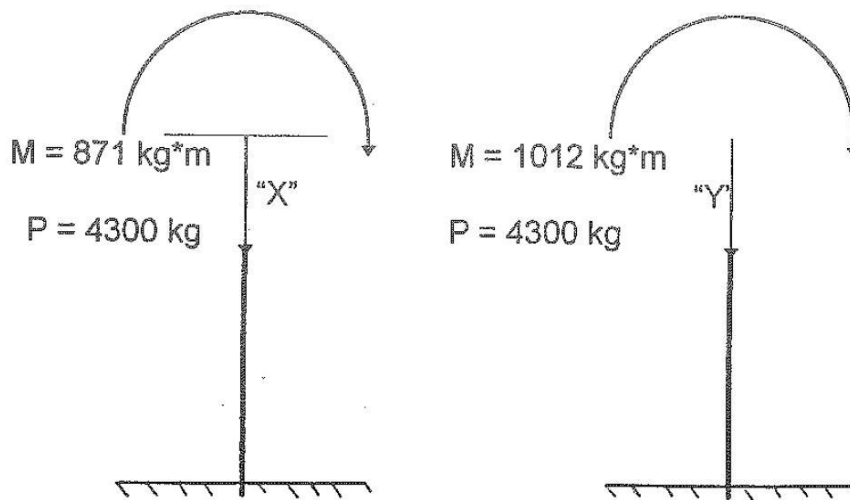
$$R = 1.18 - 0.009 \frac{(9.2)}{8.94} = 0.25$$

La carga que soportará la columna mas cargada.

$$P = 5.5 \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 \times 0.20 \text{ m} \times 0.40 \text{ m} = 1056 \text{ kg} = 1.056 \text{ ton}$$

$$\text{Carga viva según el reglamento} = cv = 300 \text{ kg/m} \times 5.5 \text{ m} = 1650 \text{ kg} = 1.65 \text{ ton}$$

$$\text{C.T.} = 1.4 ( 1.05 \text{ ton} ) + 1.7 ( 1.65 \text{ ton} ) = 4.3 \text{ ton}$$



Se tomará para diseño la condición de carga más crítica, que en este caso es el sentido "Y", por lo que con el factor de reducción las cargas a las que estará sometida la columna mas crítica.

$$\text{Carga Normal} = N = 4300 \text{ kg} / 0.25 = 17200 \text{ kg} = 17 \text{ ton}$$

$$\text{Momento "X"} = M_x = 871 \text{ kg*m} / 0.25 = 3484 \text{ kg*m} = 3.5 \text{ ton*m}$$

$$\text{Momento "Y"} = M_y = 1012 \text{ kg*m} / 0.25 = 4048 \text{ kg*m} = 4.0 \text{ ton*m}$$

Como la columna estará sometida a una carga axial y un momento es similar a tener una carga axial desfasada por una excentricidad.

$$M = P \times e \quad \therefore e = M / P = 4.0 \text{ t*m} / 17 \text{ t} = 0.23 \text{ m}$$

La excentricidad es de 23 cm lo cual quiere decir que cae fuera del núcleo de la columna, puesto que la columna en el sentido "Y" es de :

$$h = 31 \text{ cm}$$

$$r = 1.5 \text{ cm}$$

Visto el diseño de las columnas del marco # 1, y lo que aguantan las columnas, se dara un diseño de columna y se revisará cuanta carga excentrica puede aguantar, teniendo los siguientes datos :

Columna.

$$H = t = 31 \text{ cm}$$

$$A_s = 4 \text{ } \theta \text{ } \frac{1}{2}$$

$$d' = 1.5 \text{ cm} = r$$

$$f_c = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$e = 23 \text{ cm}$$

$$A's = 2.53 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2.53 \text{ cm}^2$$

La excentricidad sale de la columna, lo mas seguro es que falle a tensión, por lo que usamos la siguiente fórmula.

Fórmula para falla a tensión.

$$P_u = \theta [ 0.85 f_c b d \{ -\rho + 1 - e'/d \sqrt{ (1 - e'/d)^2 + 2\rho ( m' [ 1 - d'/d ] + e'/d ) } ]$$

$$P_u = 0.7 [ 155465 \{ 0.1922 + 0.755 \} ]$$

$$P_u = 103083.8 \text{ kg} = 103 \text{ ton}$$

Falla balanceada.

$$P_b = \theta [ 0.85 k_1 f_c b d \frac{6000}{6000 + f_y} + A's f_y - A_s f_y ]$$

$$P_b = 54412.7 \text{ kg} = 54.41 \text{ ton}$$

Entonces la falla balanceada es mas pequeña que la falla última, osea que está columna fallará a compresión. ( además que sí está sobrada )

$$P_b < P_u$$

**ESTRIBOS.**

El acero que restringe es : 1 varillas de 1/2" = 1.266 cm<sup>2</sup>

El 10% es = 0.126 cm<sup>2</sup> , que es el 10% del acero vertical.

Estribos de varilla #3 = 3/8" = 0.71 cm<sup>2</sup>

Criterios de diseño de estribos para columnas sin zunchos.

- 48 veces el  $\theta$  estribo = 45.72 cm
- 16 veces el  $\theta$  de la varilla = 20.4 cm RIGE.
- El lado menor de la columna = 31 cm

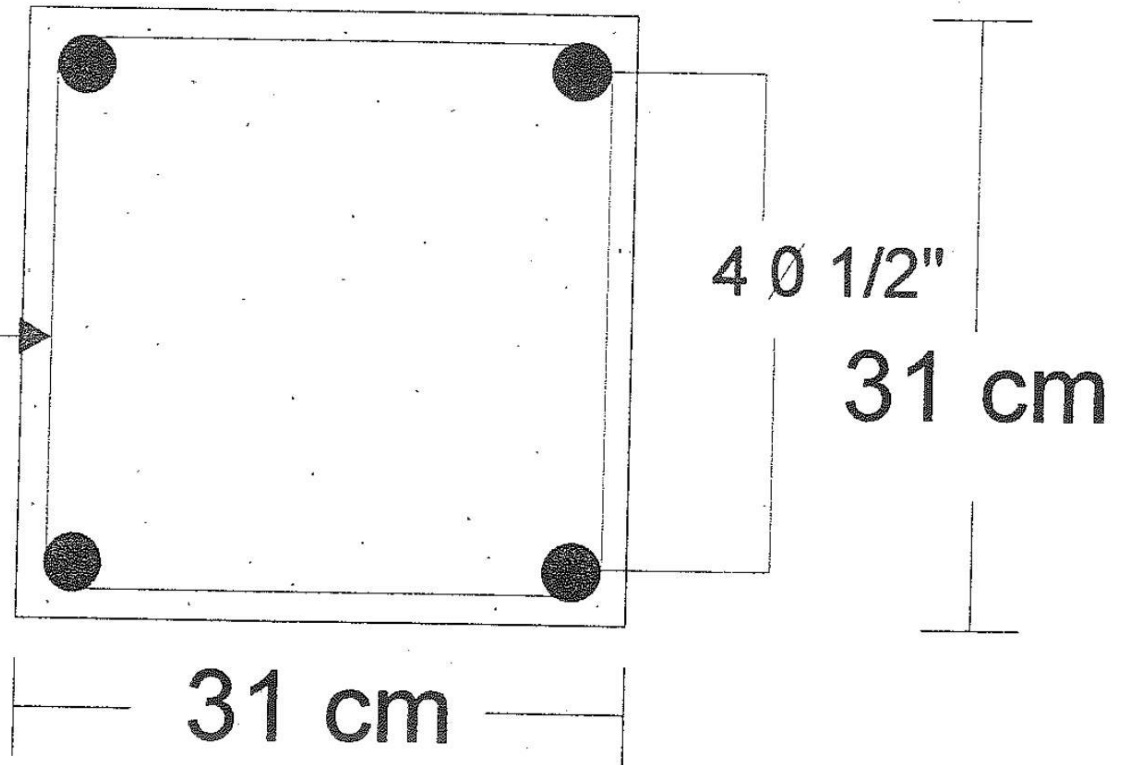
Estribos = fierro #3 @ 20 cm.

**DISEÑO DE LA CIMENTACION, MARCO #2**

Serán por zapatas aisladas , puesto que las zapatas del marco #1, fueron diseñadas con solicitaciones mayores y resultaron secciones mínimas permitidas por el reglamento. Las zapatas para el marco #2 serán iguales a las del marco #1, puesto que no afectan en la economía de la obra.

# DETALLE COLUMNA MARCO #2

Estribos  
#3 @ 20 cm



### 9.5.- ANDADOR.

Este andador será para revisiones y será calculado como una losa en doble cantiliver ( en el lado corto ) y con acero por temperatura en el lado largo.

Carga muerta. C.M.

Losa armada ->	0.10 m x 2400 kg/m <sup>3</sup> x 1 m =	240 kg/m
Muro ->		= 24 kg/m
Mortero ->		= 3 kg/m
Aplanado ->		= <u>33.6 kg/m</u>
suma		300.6 kg/m

Carga viva C.V. = 300 kg/m<sup>2</sup> x 1m = 300 kg/m

Se diseñará como una viga en cantiliver.

Factor de seguridad. 1.8 C.V. 1.5 C.M.

$$C.V. = ( 300 ) 1.8 = 540 \text{ kg/m}$$

$$C.M. = ( 300 ) 1.5 = 450 \text{ kg/m}$$

$$M_u = \frac{( 540+450 ) \times 0.5^2}{2} = 123.7 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

Despejando la ecuación  $M_u = \theta b d^2 f_c q ( 1 - 0.59 q )$

$$q = 0.848 - \sqrt{0.719 - \frac{M_u}{0.53 b d^2 f_c}} = 0.0096$$

$$p = q f_c / f_y = 0.0096 ( 200 ) / ( 4200 ) = 0.00046$$

Pero tomamos el porcentaje balanceado para evitar deflexiones.

$$P = 0.18 f_c / f_y = 0.0085$$

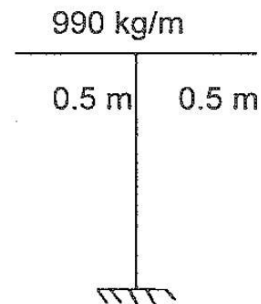
El armado será en forma transversal y en el sentido longitudinal el armado será por temperatura.

$$A_s = p b d = 0.0085 \times 100 \times 8.5 = 7.22 \text{ cm}^2$$

Con fierro de 5/8", será  $\theta 5/8" @ 25 \text{ cm}$

Acero por temperatura.

$$A_{st} = 0.002 b h^2 = 2 \text{ cm}^2 \quad \theta 3/8" @ 25 \text{ cm}$$



### 9.6.- MURO PERIMETRAL.

El muro perimetral por las condiciones de carga a la que será sometido servirá para bordo libre perimetral, se armará por temperatura en los dos sentidos.

$$A_{st} = 0.002 b h = 0.002( 100 )( 15 ) = 3 \text{ cm}^2$$

El armado será :  $\emptyset 3/8'' @ 33 \text{ cm}$  en dos sentidos.

### 9.7.- TRABES PARA LOS BORDOS.

Estás trabes se colocarán, en los bordos. No tendrán ninguna función estructural, solamente servirán para remachar de ahí las láminas de PVC, para separar las distintas fases del reactor anaerobio.

El armado de estas trabes será por acero de temperatura.

$$A_{st} = 0.002 b h = 0.002 ( 25 )( 25 ) = 1.25 \text{ cm}^2$$

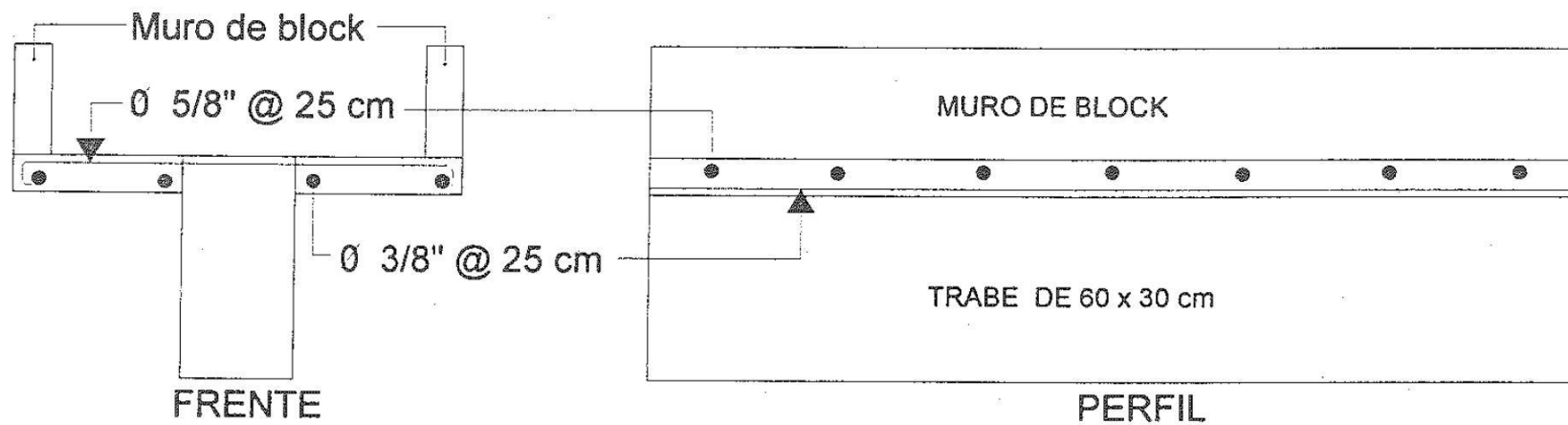
El armado será: 4  $\emptyset 3/8''$  en las esquinas

Recubrimiento = 4 cm

Estribos :  $\emptyset 5/16 @ 10 \text{ cm}$  ( por reglamento )

Estas trabes irán enterradas en el material de bordo 12.5 cm.

# DETALLE DE ARMADO DE ANDADOR



### Notas Generales para el armado del acero de refuerzo.

- Acotaciones en centímetros excepto donde se indique otra unidad.
- Elevación en metros.
- Las cotas rigen al dibujo.

### Notas de proyecto.

- Calidad de concreto  $f'c = 200 \text{ kg/cm}^2$ , mínimo, son para las estructuras de concreto armado.
- El acero de refuerzo será de :  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$  y de  $f_y = 4000 \text{ kg/cm}^2$
- La cimentación deberá desplantarse en terreno firme sobre, una plantilla de concreto pobre de aprox. 5 cm.
- El concreto para tanques llevará aditivo Imper Integral.

### Especificaciones.

- Todo dobléz deberá hacerse en frío.
- No se traslapará mas del 50 % de las varillas dentro de una zona igual a una longitud de traslape.

### Longitud de traslape para varillas individuales.

# Fierro	En columnas L.I. Trabes	L.S. de trabes.
2.5	40 cm	50 cm
3	40 cm	50 cm
4	50 cm	70 cm
5	65 cm	90 cm
6	80 cm	110 cm
8	125 cm	175 cm

### Ganchos.

- Los ganchos de  $90^\circ$  serán de 12 diámetros mínimo , de la varilla del gancho.
- Los ganchos de  $180^\circ$  serán de 4 diámetros ó 2.5" mínimo, de la varilla del gancho.

## 9.8.- TALUDES PARA EL REACTOR ANAEROBIO.

Por la diversidad de tipos de suelos que hay en la región , resulta imposible desarrollar un cálculo específico para la estabilidad del talud del reactor anaerobio. Dependiendo de donde se haga el desplante del tanque, se tendrá que analizar el suelo y calcular sus parámetros específicos, en base a eso se puede hacer el cálculo de la estabilidad del talud y como poder mejorarlo.

Lo que se explicará son las posibles soluciones para diversos tipos de suelos en donde se puede desplantar el reactor, sin dejar de especificar que se tendrán que hacer pruebas de laboratorio para conocer propiedades mecánicas.

Cabe hacer mención de que el talud será de pendiente (K = 1:1 , por diseño ) y será un talud sumergido bajo el agua, el análisis de la estabilidad del talud se hará para :

### 1) SUELOS FRICCIONANTES.

Este tipo de suelos no tienen cohesión entre sus partículas por lo que su estabilidad está en función de su ángulo de fricción interna  $\alpha = \phi$  .

Donde ;  $\alpha$  = Angulo del talud.

$\phi$  = Angulo de fricción interna del material.

Sin embargo si el ángulo del talud es muy próximo al ángulo de fricción interna, los granos de arena próximos a la frontera del talud , no sujetos a ningún confinamiento importante, quedarán en una condición próxima al deslizamiento incipiente , que no es desable por ser un talud fácilmente erosionable. Lo que nos da una limitante muy fuerte en cuanto a la formación del talud deseado ( K = 1:1 ).

Lo que la práctica y la experiencia nos dice para edificar un talud en un tipo de suelo similar a este es la de hacer un mejoramiento de los suelos y/o soportar el talud con un material de banco clasificado ( material cohesivo ).

Los ángulos de fricción interna de las arenas oscila alrededor de 35° lo que nos da un talud de 35° lo que, para nuestro proyecto nos hace falta mas inclinación para darle 45° de pendiente. Lo que se tiene que tomar en cuenta para darle una solución para hacer un mejoramiento de suelos o traer material de banco, es la de ver los siguientes aspectos :

**a) Si hay cerca del sitio de construcción un banco de material accesible .-** Se dejaría el talud natural del suelo friccionante y este se confinaría con el material de banco, compactándolo en capas hasta dar con la pendiente deseada del talud, en este caso como la base del talud estará en contacto con agua, se rellenaría con material de banco la base ( todo el fondo del talud ) para evitar infiltraciones y contaminación de los materiales.

Otra solución es la de hacer el talud con material de banco ( material puramente cohesivo ) y sería quitar todo el material friccionante y poner material de banco, esto depende de que tan cerca , accesible y que cargas soportará el talud en su corona. Como el reactor anaerobio no tendrá cargas significativas en la corona y para la estabilidad del talud ayudará el empuje del agua lo crítico es cuando el reactor esté vacío.

**b) Si no hay cerca material de banco o es muy difícil de conseguirlo .-** En este caso la solución es la de hacer un mejoramiento de suelos ( Empleo de materiales estabilizantes ) con algún material cementante como : sales químicas, cementos asfálticos y sales químicas, pero el uso de estos es costoso y por tanto limitado, por lo que en la práctica se hace esta mezcla con cemento que es mas económico, creando un mortero que aumenta tanto la cohesión del material , las propiedades mecánicas así como la impermeabilidad.

Para ocupar este último método es necesario tener una mezcla idónea y esta se hace mezclando los materiales , y con pruebas para compactación ( ) sacamos la gráfica de  $\gamma_d =$  peso volumétrico del material  $v's$   $\omega =$  cantidad de cemento agregado. Con esto sacamos el óptimo de cemento que llevará la mezcla. Esto se haría tomando muestras del material del sitio específico donde se desplantaría el reactor anaerobio, pero para poder hacer un cálculo de costos y de estabilidad del talud se tomará una medida que por lo general da de óptimo de cemento para 1m<sup>3</sup> en un suelo puramente friccionante.

Alrededor de 50 kg de cemento por cada m<sup>3</sup> de material

También se hace una prueba de compresión simple para sacar la resistencia de la mezcla.

## 2) SUELOS COHESIVOS.

Con este tipo de suelo no hay problema ya que se podrá dar el ángulo deseado del talud , para esto, este tipo de taludes se construyen compactando el material con una cierta humedad ( dependiendo del material específico ) . En este caso interesa la estabilidad al final de la construcción del talud, ya que es el tiempo crítico, ya que se estima que por la velocidad de construcción de un talud similar , la humedad de compactación del material no ha sufrido ningún cambio durante ella. En este caso la resistencia del material puede estimarse en el laboratorio, compactando una muestra de manera que se dupliquen las condiciones de campo utilizando misma humedad de compactación ; enseguida se obtiene resistencia con una prueba triaxial rápida.

### Análisis de la estabilidad del talud.

Para calcular la estabilidad de los taludes en los distintos tipos de suelos se hará bajo el nombre genérico de " Método Sueco " que comprende el análisis para fallas por rotación que se considera que la superficie de falla es un cilindro , cuya traza con el plano en el que se calcula es un arco de circunferencia, y para cada tipo de suelo tiene su característica de aplicación.

### CASO (1)

Para los suelos mejorados ya sea con algún material de banco o con material cementante, se obtendrá su estabilidad, con el método Sueco de "PROCEDIMIENTO DE LAS DOVELAS O DE FELLENIUS" , pero para ocupar este método es necesario que el suelo sea de tipo " friccionante - cohesivo " y que tenga una resistencia al esfuerzo cortante del tipo :

$$s = c + \sigma \operatorname{tg} \phi$$

El procedimiento es el siguiente :

Se propone un círculo de falla a elección propia y la masa de falla se divide en dovelas ( entre mayor divisiones es mas exacto ). Se analizará cada dovela como se muestra en la ( figura 1- a,b ). Donde :

$w_i$  = Peso de la dovela de espesor unitario.

$N_i$  = Reacción normal del suelo a lo largo de la superficie de deslizamiento.

$T_i$  = Reacción tangencial del suelo a lo largo de la superficie de deslizamiento.

$\Delta_i$  = Superficie "i" de deslizamiento.

Las dovelas adyacentes a la de estudio ejercen fuerzas normales y tangenciales representadas por las fuerzas  $P_1, P_2$ , y  $T_1, T_2$ , estas fuerzas se contrarrestan, es decir se considera que son iguales y que el momento  $T_1$  y  $T_2$  es despreciable.

Este método estipula que cada dovela actúa independiente de las demás y que  $N_i$  y  $T_i$  equilibran a  $w_i$ .

$N_i/\Delta L_i = c$  Se considera una aprox.  $A \sigma = p =$  presión normal actuante en el arco  $\Delta L_i$ , que se considera constante en esa longitud. Con este esfuerzo puede entrarse a la ley de resistencia al esfuerzo cortante que se haya obtenido.

( Fig 1-c, d)

$S_i =$  Resistencia al esfuerzo cortante que se supone cte. en todo el arco " $\Delta L_i$ "

Con esto puede calcularse el momento motor debido al peso de las dovelas

$$M_m = R \sum |T_i|$$

Si hay cargas sobre la corona del talud, estas cargas se añadirán al momento motor. El momento resistente es debido a la resistencia al esfuerzo cortante  $S_i$ , que se desarrolla en la superficie de deslizamiento de cada dovela y vale:

$$M_r = R \sum S_i \cdot \Delta L_i$$

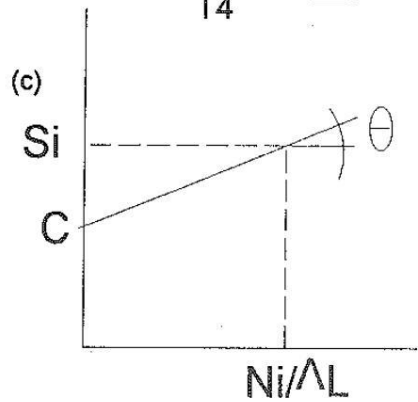
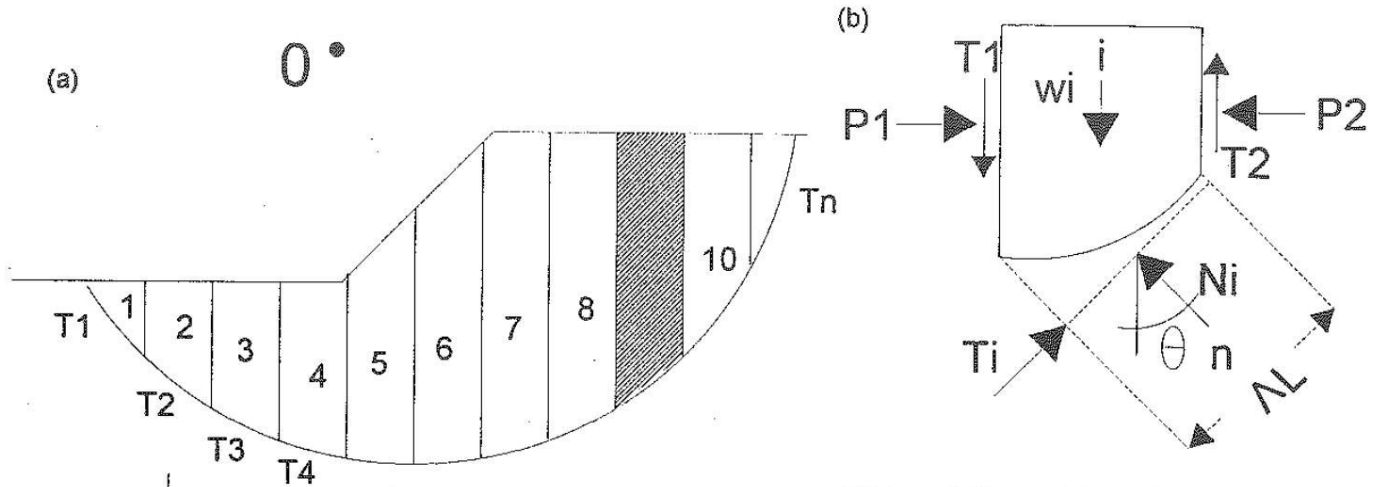
$R =$  Distancia de radio del punto cero a línea de falla.

Con estos dos momentos se puede calcular un factor de seguridad que sería :

$$F.S. = M_r/M_m \geq 1.5$$

Se ha demostrado que con un F.S. mayor que 1.5 el talud tendrá una buena estabilidad.

# METODO DE FELLINIUS ( COHESIVO - FRICCIONANTE )



$$S = c + \bar{p} \tan \theta$$

$$\bar{p} = Ni / \Delta L$$

$$wi \Rightarrow Ti \text{ y } Ni$$

$$Ti = w \text{ sen } \theta$$

$$Ni = w \text{ cos } \theta$$

$$Mm = R \sum |Ti|$$

$$Mr = R \sum |Si \Delta Li|$$

$$T1 = T2 \quad P1 = P2$$

$$\frac{w \text{ sen } \theta}{\Delta L} \quad \frac{c + Ni \tan \theta}{\Delta L}$$

i	wi	$\theta$	$\frac{Ni}{\Delta L}$	$Ti = wi$	$\Delta L$	Si	$Si \Delta Li$
<b>Suma</b>							

$$F.S. = Mr / Mm \geq 1.5$$

## CASO (2).

Para los suelos puramente cohesivos, se utiliza también el método sueco, pero con su variación respecto al visto anteriormente, se usará el procedimiento de Dr. A. Casagrande, que puede utilizarse para estudiar la falla de base como la del pie del talud. En este tipo de suelos, la resistencia al esfuerzo cortante puede expresarse con la ley ;  $s = c$

Donde ;  $s$  = Resistencia al cortante.

$c$  = Cohesión del suelo.

De la figura 1-a , se considera un arco de circunferencia de centro en "O" y radio "R". Toda esa área , es la masa de falla del talud. Puede decirse que las fuerzas actuantes que tienden a producir el deslizamiento son el peso de la masa ( todo considerando un ancho unitario )

Si existen cargas sobre el talud se consideran sumándolas al peso de la masa de suelo. El momento de esta fuerza en torno a un eje normal a través de "O" ( como no hay fuerzas sobre el talud ) la única fuerza actuante es el peso de la masa de suelo., entonces el momento motor será simplemente :

$$M_m = w \times X$$

$w$  = Peso del material actuando en el centroide del área.

$X$  = Brazo de palanca que va de centro de circunferencia a fuerza actuante.

Las fuerzas que se oponen al deslizamiento de la masa de tierra son los efectos de " cohesión " a lo largo de toda la superficie de deslizamiento supuesta ;

$$M_r = c L R$$

$c$  = Cohesión del material.

$L$  = Longitud de deslizamiento de falla.

$R$  = Radio de "O" a longitud de falla.

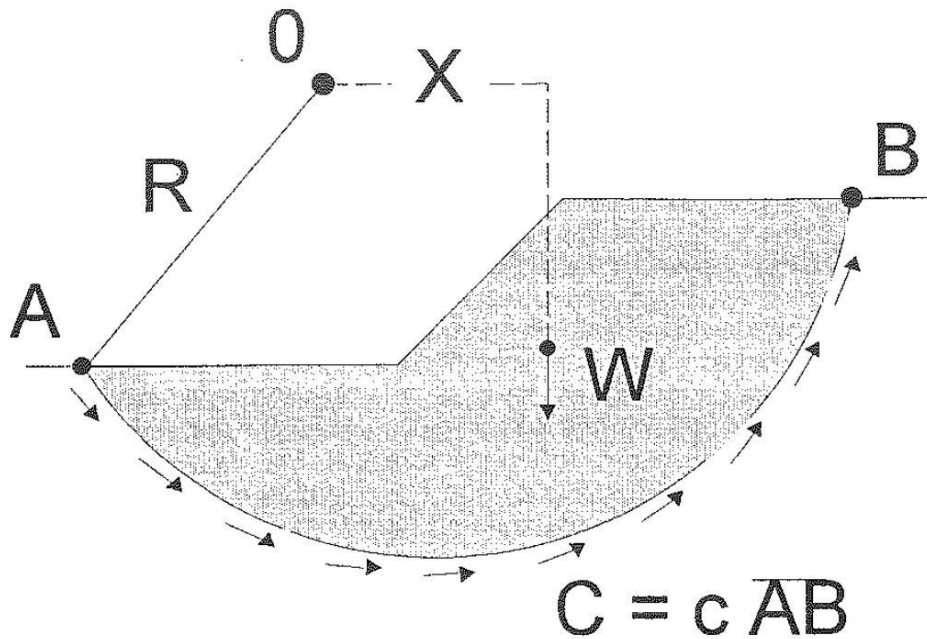
En este método también se calcula un factor de seguridad que será :

$$F.S. = M_r/M_m \geq 1.5$$

Este factor nos dará una estabilidad práctica razonable. El problema en este método es la de encontrar el centro de masas, por la forma del área, pero se puede resolver por el método del papel, que consiste en recortar el área de papel y con una relación simple se calcula.

# METODO SUECO

( SUELO COHESIVO )



Momento motor =  $M_m$

$$M_m = w x$$

Momento resistente =  $M_r$

$$M_r = C R$$

$$F.S. = M_r / M_m > 1.5$$

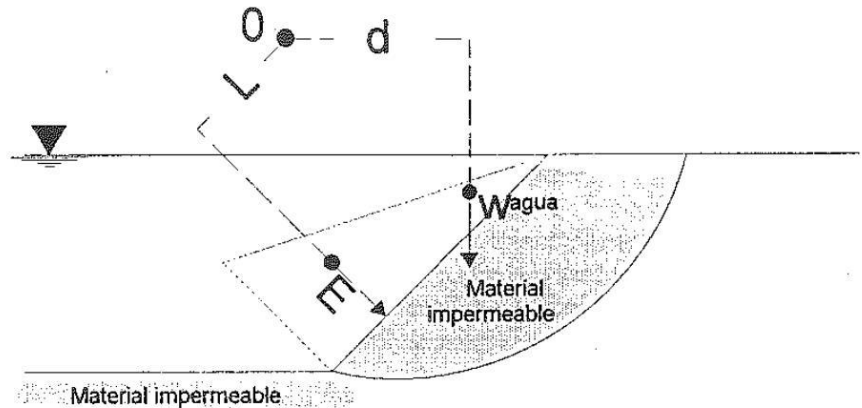
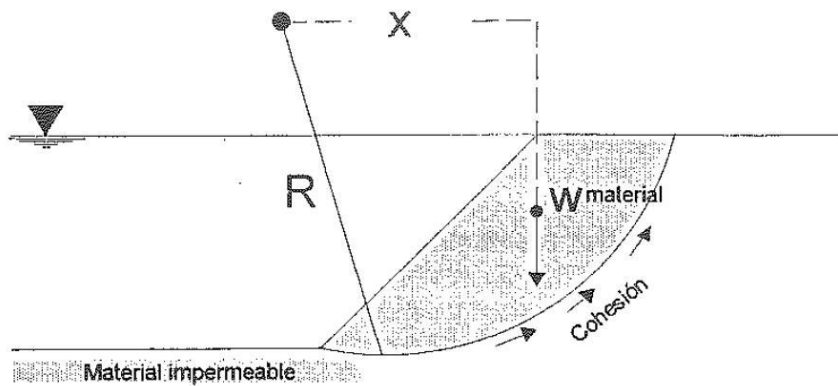
**Talud sumergido.-** Como este talud sevirá para ser un tanque de contención de flujo, quiere decir que estará completamente sumergido por lo que será un talud sumergido bajo el agua y consolidado bajo todas sus fuerzas sobre él en tal condición. En esta condición naturalmente actua la fuerza producida por el peso del agua sobre el talud, pero el momento que pudiera producir este peso es contrarrestando en igual magnitud por la presión ejercida del agua en toda la pared del talud. Lo que quiere decir que bajo el nivel de agua está en equilibrio por lo que el peso del agua no ejercerá momento motor. ( fig hoja anexa)

$$W_{\text{agua}} \cdot d = E_{\text{agua}} \cdot L$$

Mo por peso de agua = Mo por empuje de agua

Por lo que se pueden usar los métodos antes descritos para el cálculo de la estabilidad y lo único a tomar en cuenta es que el peso del material se tomará saturado. El problema estriba en el hecho de que el suelo no sea impermeable y haya un flujo establecido de agua dentro del talud ya que esto ejerce poderosa influencia negativa en la estabilidad, por lo que se tendrá cuidado en la edificación y clasificación de los materiales a usarse mas que nada en campo. También cabe hacer mención de que el suelo debe ser lo mas cohesivo posible y en el caso de usar arenas con material de banco o cementante deben hacerse estudios de laboratorio precisos para calcular cohesión e impermeabilidad.

# METODO SUECO TALUD SUMERGIDO



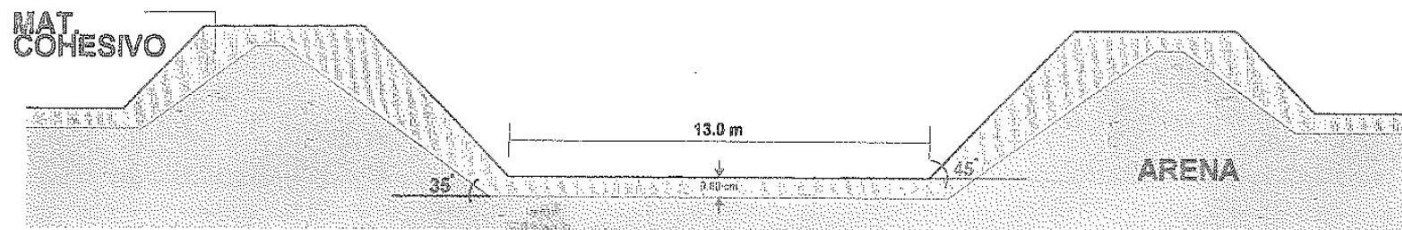
$$M_o \text{ Peso Agua} = (d)(w \text{ agua})$$

$$M_o \text{ Empuje Agua} = (L)(E)$$

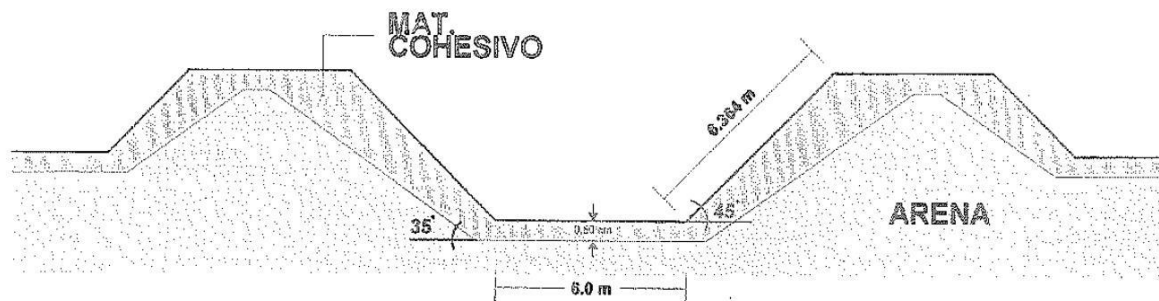
$$(d)(w \text{ agua}) = (L)(E)$$

# CORTE DE TALUDES DEL REACTOR ANAEROBIO

ANCHO DEL REACTOR



LARGO DEL REACTOR



**C O S T O S .**

OBRA : PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES  
 ESPECIALIDAD : OBRA CIVIL Y SANITARIA

FECHA : MAYO 1997  
 ANALISTA : P.I. AYAX RANGEL A.

ACTIVIDADES , VOLUMEN DE OBRA Y COSTO DE : DESARENADOR					
P.U.	DESCRIPCION	UNIDAD	VOLUMEN	PRECIO	TOTAL
1	TRAZO Y NIVELACION DE TERRENO PARA EL TENDIDO Y DESPLANTE DE LA ESTRUCTURA INCLUYE : BANCOS DE NIVEL , MOJONERAS Y TODAS LAS REFERENCIAS PARA LA VERIFICACION DEL TRAZO DURANTE EL PROCESO DE LA OBRA	m2	22.5	6.7	150.75
2	EXCAVACION A CIELO ABIERTO CON MAQUINA EN MATERIAL " A " PARA DESPLANTE DE ESTRUCTURAS.	m3	66.4	60.76	4034.464
3	EXCAVACION A CIELO ABIERTO A MANO EN MATERIAL " A " PARA DESPLANTE DE ESTRUCTURAS.	m3	10	87.14	871.4
4	CARGA Y ACARREO DE MATERIAL PRODUCTO DE LA EXCAVACION DENTRO DEL PRIMER km	m3	66	32.78	2163.48
5	CIMBRA DE MADERA PARA ACABADOS APARENTES EN MUROS Y LOSAS INCLUYE : COLOCACION , FLETES, CIMBRADO , DESCIMBRADO Y OBRA FALSA.	m2	122	164.6	20081.2
6	FABRICACION Y COLADO DE CONCRETO SIMPLE f'c = 100 kg/cm2 . INCLUUE : ACARREO Y COLOCACION	m3	2.5	667.42	1668.55
7	SUMINISTRO Y COLOCACION DE FIERRO DE REFUERZO fy = 4200 kg/cm2 EN ESTRUCTURAS INCLUYE : DESPERDICIOS , ALAMBRE DE AMARRE , HABILITACION Y COLOCACION	KG	1613.271	7.634	12315.71081
8	SUMINISTRO Y COLOCACION DE CONCRETO PREMEZCLADO DE 200 kg/cm2 INCLUYE : IMPERMEABILIZANTE INTEGRADO, VIBRADOR, DESPERDICIOS, BOMBA Y CURADO.	m3	22	962.149	21167.278
9	RELLENO DE ESTRUCTURAS CON MATERIAL PRODUCTO DE EXCAVACION	m3	20	20.32	406.4

10	SUMINISTRO Y COLOCACION DE SELLO DE CLORURO DE POLIVINILO CORRUGADO DE DE 15 cm PARA JUNTAS DE CONSTRUCCION , INCLUYE : FLETES Y ACARREOS.	m	20.5	106.8	2189.4
11	SUMINISTRO Y COLOCACION DE REJILLAS PARA CRIBAS	PZA	2	446.21	892.42
12	SUMINISTRO Y COLOCACION DE PLACA PARA COMPUERTAS INCLUYE : ADITAMENTOS	PZA	2	5417.14	10834.28
13	ESCALERA MARINA FABRICADA CON SOLERA DE FIERRO PARA DESARENADOR INCLUYE : PASAMANOS Y COLOCACION.	m	3.5	1040.85	3642.975
14	SUMINISTRO Y COLOCACION DE VERTEDORES DE PLACA EN SALIDA DE DESARENADOR	PZA	2	5000	10000
15	SUMINISTRO Y COLOCACION DE ESCALA DE PORCELANA PARA AFORO EN VERTEDORES	PZA	2	5195.89	10391.78
16	RELLENO DE MATERIAL PARA BASE DE ESTRUCTURAS, CON MATERIAL MEJORADO, CON UN ESPESOR DE 1' , COMPACTADO CON MAQUINA TIPO BAILARINA	m3	7	23.17	162.19
SUMATORIA				\$	100972.2778

OBRA : PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

ESPECIALIDAD : OBRA CIVIL Y SANITARIA.

FECHA : MAYO 1997

ANALISTA : P.L AYAX RANGEL A.

ACTIVIDADES , VOLUMEN DE OBRA Y COSTO DE  
CARCAMO DE BOMBEO

P.U.	DESCRIPCION	UNIDAD	VOLUMEN	PRECIO	TOTAL
1	TRAZO Y NIVELACION DE TERRENO PARA EL TENDIDO Y DESPLANTE DE LA ESTRUCTURA INCLUYE : BANCOS DE NIVEL , MOJONERAS Y TODAS LAS REFERENCIAS PARA LA VERIFICACION DEL TRAZO DURANTE EL PROCESO DE LA OBRA	m2	6.5	6.7	43.55
2	EXCAVACION A CIELO ABIERTO CON MAQUINA EN MATERIAL " A " PARA DESPLANTE DE ESTRUCTURAS.	m3	58.5	60.76	3554.46
3	EXCAVACION A CIELO ABIERTO A MANO EN MATERIAL " A " PARA DESPLANTE DE ESTRUCTURAS.	m3	9	87.14	784.26
4	CARGA Y ACARREO DE MATERIAL PRODUCTO DE LA EXCAVACION DENTRO DEL PRIMER km	m3	58	32.78	1901.24
5	CIMBRA DE MADERA PARA ACABADOS APARENTES EN MUROS Y LOSAS INCLUYE : COLOCACION , FLETES, CIMBRADO , DESCIMBRADO Y OBRA FALSA.	m2	96	164.6	15801.6
6	FABRICACION Y COLADO DE CONCRETO SIMPLE $f_c = 100 \text{ kg/cm}^2$ INCLUYE : ACARREO Y COLOCACION	m3	0.5	667.42	333.71
7	SUMINISTRO Y COLOCACION DE FIERRO DE REFUERZO $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ EN ESTRUCTURAS INCLUYE : DESPERDICIOS , ALAMBRE DE AMARRE , HABILITACION Y COLOCACION	KG	765.287	7.634	5842.200958
8	SUMINISTRO Y COLOCACION DE CONCRETO PREMEZCLADO DE $200 \text{ kg/cm}^2$ INCLUYE : IMPERMEABILIZANTE INTEGRADO, VIBRADOR, DESPERDICIOS, BOMBA Y CURADO.	m3	11	962.149	10583.639
9	RELLENO DE ESTRUCTURAS CON MATERIAL PRODUCTO DE EXCAVACION , CON MAQUINA	m3	9	20.32	182.88

10	SUMINISTRO Y COLOCACION DE SELLO DE CLORURO DE POLIVINILO CORRUGADO DE DE 15 cm PARA JUNTAS DE CONSTRUCCION , INCLUYE : FLETES Y ACARREOS .	m	8	106.8	854.4
11	SUMINISTRO Y COLOCACION DE BOMBA CENTRIFUGA GORMAN RUPP MOD. T4A3-B MOTOR ELECTRICO TEFC 10 HP , 1350 RPM 230 VOLTS, 3 FASES. CON BASE STANDAR, VALVULA DE ADMISION Y EXPULSION DE AIRE 01" MOD GRP- 3307, BANDAS Y POLEAS. INCLUYE : TORNILLERIA, PRUEBAS Y BASES.	LOTE	3	5800	17400
12	SUMINISTRO Y COLOCACION DE TUBERIA, PARA EL CARCAMO DE BOMBEO. INCLUYE : JUNTEO PRUEBA DE TUBERIA, ACARREO ,MANIOBRAS , BAJADOS E INSTALACION.	m	10.5	381	4000.5
14	RELLENO DE MATERIAL PARA BASE DE ESTRUCTURAS, CON MATERIAL MEJORADO, CON UN ESPESOR DE 1' , COMPACTADO CON MAQUINA TIPO BAILARINA	m3	1.5	23.17	34.755
15	SUBESTACION DE 75 KVA	PZA	1	35896.2	35896.2
16	ACOMETIDA DE ENERGIA, INCLUYE : POSTES, AISLADORES, CUCHILLAS Y APARTARAYOS	LOTE	1	42697.6	42697.6
17	TABLERO DE BAJA TENSION TD - 1	PZA	1	8139.8	8139.8
18	TABLERO DE BAJA TENSION TD - 2	PZA	1	6036.9	6036.9
19	SISTEMA DE TIERRA	LOTE	1	24294.5	24294.5
SUMA				\$	178382.195

OBRA : PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES  
 ESPECIALIDAD : OBRA CIVIL Y SANITARIA.

FECHA : MAYO 1997  
 ANALISTA : P.L AYAX RANGEL A.

ACTIVIDADES , VOLUMEN DE OBRA Y COSTO DE :  
 CAJA REPARTIDORA DE FLUJO

P.U.	DESCRIPCION	UNIDAD	VOLUMEN	PRECIO	TOTAL
1	TRAZO Y NIVELACION DE TERRENO PARA EL TENDIDO Y DESPLANTE DE LA ESTRUCTURA INCLUYE : BANCOS DE NIVEL , MOJONERAS Y TODAS LAS REFERENCIAS PARA LA VERIFICACION DEL TRAZO DURANTE EL PROCESO DE LA OBRA	m2	5	6.7	33.5
2	EXCAVACION A CIELO ABIERTO A MANO EN MATERIAL " B " PARA DESPLANTE DE ESTRUCTURAS, INCLUYE : AFLOJE.	m3	2.4	87.14	209.136
3	CARGA Y ACARREO DE MATERIAL PRODUCTO DE LA EXCAVACION DENTRO DEL PRIMER km	m3	2.4	60.76	145.824
4	CIMBRA DE MADERA PARA ACABADOS APARENTES EN MUROS Y LOSAS INCLUYE : COLOCACION , FLETES, CIMBRADO , DESCIMBRADO Y OBRA FALSA.	m2	58	164.6	9546.8
5	FABRICACION Y COLADO DE CONCRETO SIMPLE $f_c = 100 \text{ kg/cm}^2$ . INCLUYE : ACARREO Y COLOCACION	m3	0.5	667.42	333.71
6	SUMINISTRO Y COLOCACION DE FIERRO DE REFUERZO $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ EN ESTRUCTURAS INCLUYE : DESPERDICIOS , ALAMBRE DE AMARRE , HABILITACION Y COLOCACION	KG	200.2	7.634	1528.3268
7	SUMINISTRO Y COLOCACION DE CONCRETO PREMEZCLADO DE $200 \text{ kg/cm}^2$ INCLUYE : IMPERMEABILIZANTE INTEGRADO, VIBRADOR, DESPERDICIOS, BOMBA Y CURADO.	m3	4.5	962.149	4329.6705
8	SUMINISTRO Y COLOCACION DE SELLO DE CLORURO DE POLIVINILO CORRUGADO DE DE 15 cm PARA JUNTAS DE CONSTRUCCION , INCLUYE : FLETES Y ACARREOS.	m	12	106.08	1272.96
9	RELLENO DE MATERIAL PARA BASE DE ESTRUCTURAS, CON MATERIAL MEJORADO, CON UN ESPESOR DE 1' , COMPACTADO CON MAQUINA TIPO BAILARINA	m3	1	23.17	23.17
SUMA				\$	17423.0973

OBRA : PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES  
 ESPECIALIDAD : OBRA CIVIL Y SANITARIA.

FECHA : MAYO 1997  
 ANALISTA : P.I AYAX RANGEL A.

ACTIVIDADES , VOLUMEN DE OBRA Y COSTO DE :  
 REACTOR ANAEROBIO

P.U.	DESCRIPCION	UNIDAD	VOLUMEN	PRECIO	TOTAL
1	TRAZO Y NIVELACION DE TERRENO PARA EL TENDIDO Y DESPLANTE DE LA ESTRUCTURA INCLUYE : BANCOS DE NIVEL , MOJONERAS Y TODAS LAS REFERENCIAS PARA LA VERIFICACION DEL TRAZO DURANTE EL PROCESO DE LA OBRA	m2	1177	6.7	7885.9
2	EXCAVACION A CIELO ABIERTO CON MAQUINA EN MATERIAL " A " PARA DESPLANTE DE ESTRUCTURAS.	m3	255	60.76	15493.8
3	EXCAVACION A CIELO ABIERTO A MANO EN MATERIAL " A " PARA DESPLANTE DE ESTRUCTURAS.	m3	26	87.14	2265.64
4	TERRAPLENES HECHOS CON MAQUINA, DEL MATERIAL PRODUCTO DE LA EXCAVACION PARA DAR FORMA A LOS TALUDES DEL REACTOR ANAEROBIO	m3	122	39.928	4871.216
5	FORMACION DE BORDOS Y AFINE CON MATERIAL COHESIVO IMPERMEABLE , HOMOGENIZADO Y COMPACTADO EN CAPAS DE 0.20m DE ESPESOR AL 90% PROCTOR INCLUYE : FORMACION DE BORDOS, INCORPORACION DE HUMEDAD, ACARREOS LOCALES Y COMPACTACION.	m3	275	49.657	13655.675
6	CARGA Y ACARREO DE MATERIAL PRODUCTO DE LA EXCAVACION DENTRO DEL PRIMER km	m3	134	32.78	4392.52
7	CIMBRA DE MADERA PARA ACABADOS NO APARENTES EN TRABES, COLUMNAS, ZAPATAS Y MURO PERIMETRAL. INCLUYE : COLOCACION, FLETES, CIMBRADO, DESCIMBRADO Y OBRA FALSA.	m2	118.58	164.6	19518.268
8	SUMINISTRO Y COLOCACION DE FIERRO DE REFUERZO $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ EN ESTRUCTURAS INCLUYE : DESPERDICIOS , ALAMBRE DE AMARRE , HABILITACION Y COLOCACION	KG	2069.76	7.634	15800.548

9	FABRICACION Y COLADO DE CONCRETO SIMPLE f <sub>c</sub> = 100 kg/cm <sup>2</sup> . PARA PLANTILLA ( ZAPATAS ) INCLUYE : ACARREO Y COLOCACION	m3	1	667.42	667.42
10	SUMINISTRO Y COLOCACION DE UNA CAPA IMPERMEABLE DE ARCILLA EN EL FONDO Y PAREDES DEL REACTOR ANAEROBIO, CON MATERIAL DE BANCO DE 0.60 m DE ESPESOR Y COMPACTADA AL 90% PROCTOR, INCLUYE : ACARREO, REPARTICION INCORPORACION DE HUMEDAD Y COMPACTACION.	m3	123	48.66	5985.18
11	SUMINISTRO Y COLOCACION DE CONCRETO PREMEZCLADO DE f <sub>c</sub> = 200 kg/cm <sup>2</sup> PARA TRABES, COLUMNAS, ZAPATAS, MURO PERIMETRAL Y CAJAS VERTEDORAS INCLUYE : IMPERMEABILIZANTE INTEGRADO, VIBRADOR, DESPERDICIOS, BOMBA Y CURADO.	m3	41.62	962.149	40044.64
12	SUMINISTRO Y COLOCACION DE CUBIERTA FLOTANTE DE 60 milésimas DE ESPESOR DE POLIETILENO DE ALTA DENSIDAD. INCLUYE : FLOTADORES PARA SOPORTE, HERRAJES PARA EL SELLADOR Y OTROS ADIFAMENTOS.	m2	360	604.73	217702.80
13	SUMINISTRO Y COLOCACION DE LAMINAS DE PVC DE 1' DE ANCHO PARA MAMPARAS. INCLUYE : MONTAJE, INSTALACION Y DESPERDICIOS.	m	764	338.57	258667.48
14	SUMINISTRO Y COLOCACION DE SISTEMAS DE TUBERIAS DE PVC PARA LA DISTRIBUCION DE INFLUENTE CONFORME A PROYECTO, INCLUYE : TUBERIAS, PIEZAS ESPECIALES DE PVC INTERCONEXIONES, PERFORACIONES, SOPORTE PARA SU INSTALACION Y PRUEBA.	LOTE	2	17965.32	35930.64
15	SUMINISTRO Y COLOCACION DE SISTEMAS DE TUBERIAS DE PVC PARA LA REMOCION DE LODOS INCLUYE : TUBERIAS, VALVULAS, PIEZAS ESPECIALES Y MATERIALES DE SUJECCION.	LOTE	2	9065.65	18131.3
16	SUMINISTRO Y COLOCACION DE SISTEMA DE BIOFILM CONFORME A PROYECTO, PARA COLOCARSE EN TERCERA FASE DEL SISTEMA ANAEROBIO.	m2	60	144.75	8685
17	SUMINISTRO Y COLOCACION DE SISTEMA DE TUBERIAS, PARA LA EXPULSION DE GAS INCLUYE : PIEZAS ESPECIALES, COLOCACION Y DESPERDICIOS.	LOTE	6	4514.28	27085.68

18	SUMINISTRO Y COLOCACION DE TUBERIA DE PVC PARA CAJAS DE SALIDA DEL REACTOR ANAEROBIO. INCLUYE : HERRAMIENTA, PIEZAS ESPECIALES Y DESPERDICIOS.	m	35	381	13335
19	SUMINISTRO Y COLOCACION DE CLORADOR MARCA CON 4 PASTILLAS DE CLORO. INCLUYE : ATRAQUES HERRAMIENTAS Y PIEZAS ESPECIALES.	PZA	1	15800	15800
20	MURO DE BLOCK DE 15X20X40, ASENTADO CON MORTERO CEM - ARENA 1:3, INCLUYE MATERIALES, MANO DE OBRA Y HERRAMIENTAS.	m2	18	181.54	3267.72
21	APLANADO FINO DE MEZCLA CON MORTERO CEM - ARENA 1:3 EN MUROS A PLOMO. INCLUYE MATERIALES , MANO DE OBRA Y ACABADOS.	m2	18	54.84	987.12
SUMA				\$	730173.55

OBRA : PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES  
 ESPECIALIDAD : OBRA CIVIL Y SANITARIA.

FECHA : MAYO 1997  
 ANALISTA : P.I. AYAX RANGEL A.

ACTIVIDADES, VOLUMEN DE OBRA Y COSTO DE ACTIVIDADES GENERALES					
P.U.	DESCRIPCION	UNIDAD	VOLUMEN	PRECIO	TOTAL
1	TRAZO Y NIVELACION DE TERRENO PARA EL TENDIDO Y DESPLANTE DE ESTRUCTURAS INCLUYE : BANCOS DE NIVEL , MOJONERAS Y TODAS LAS REFERENCIAS PARA LA VERIFICACION DEL TRAZO DURANTE EL PROCESO DE LA OBRA	m2	3600	6.7	24120
2	LIMPIEZA Y DESHERBE DE TERRENO PARA LA OBRA EN GENERAL.	m2	3600	10.157	36565.2
SUMA				5	60685.2

OBRA : PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

ESPECIALIDAD : OBRA CIVIL Y SANITARIA

FECHA : MAYO 1997

ANALISTA : P.L AYAX RANCEL A.

ACTIVIDADES , VOLUMEN DE OBRA Y COSTO DE  
FONTANERIA GENERAL

P.U.	DESCRIPCION	UNIDAD	VOLUMEN	PRECIO	TOTAL
1	TRAZO Y NIVELACION DE TERRENO PARA EL TENDIDO Y DESPLANTE DE TUBERIAS INCLUYE : BANCOS DE NIVEL , MOJONERAS Y TODAS LAS REFERENCIAS PARA LA VERIFICACION DEL TRAZO DURANTE EL PROCESO DE LA OBRA	m	30	6.7	201
2	EXCAVACION A CIELO ABIERTO CON MAQUINA EN MATERIAL " A " PARA ZANJAS DONDE SE COLOCARAN LAS TUBERIAS. INCLUYE : LIMPIEZA DE PLANTILLA Y CONSERVACION DE DE LA EXCAVACION	m3	22	65.56	1442.32
3	EXCAVACION A CIELO ABIERTO A MANO EN MATERIAL " A " PARA ZANJAS DONDE SE COLOCARAN LAS TUBERIAS. INCLUYE : LIMPIEZA DE PLANTILLA Y CONSERVACION DE DE LA EXCAVACION	m3	2.5	87.14	217.85
4	PLANTILLA DE MATERIAL TIPO "A" APISONADO MECANICAMENTE CON BAILARINA INCLUYE : COLOCACION DE PLANTILLA	m3	2.5	46.88	117.2
5	RELLENO APISONADO Y COMPACTADO CON AGUA EN CAPAS DE 0.20 m DE ESPESOR , HASTA 0.30 m ARRIBA DEL LOMO DEL TUBO.	m3	10	23.17	231.7
6	INSTALACION, JUNTEO Y PRUEBA DE TUBERIA DE 12" DE DIAMETRO DE ACERO GRADO "B" ASTM 120 RECUBIERTO CON ALQUITRAN. INCLUYE : SOLDADURA, PRUEBA, ATRAQUES, FABRICACION DE CODOS ( 90 Y 45 GRADOS ) TEES, REDUCCIONES DE 8' - 12 " , DESPERDICIOS	m	30	8632.5	258975
9	SUMINISTRO E INSTALACION DE VALVULAS DE SECCIONAMIENTO DE FoFo P/ AGUAS NEGRAS C/ BRIDA CLASE 125 INCLUYE RECUBRIMIENTO CON MATERIAL EPOXICO, TORNILLERIA	PZA	2	10030	20060
10	COLOCACION DE MATERIAL PARA RELLENO ARRIBA DE MATERIAL COMPACTADO, PARA TAPAR EXCAVACION EN ZANJA	m3	17.5	26.46	463.05
SUMA				5	281708.12

OBRA : PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES  
 ESPECIALIDAD : OBRA CIVIL Y SANITARIA. FECHA : MAYO 1997  
 ANALISTA : P.L AYAX RANGEL A.

**COSTOS PARCIALES Y TOTALES DE LA OBRA**

NUM.	CONCEPTO	PRECIO
1	DESARENADOR	100972.28
2	CARCAMO DE BOMBEO	178382.20
3	CAJA REPARTIDORA DE FLUJO	17423.10
4	REACTOR ANAEROBIO	730173.55
5	ACTIVIDADES GENERALES	60685.20
6	FONTANERIA GENERAL	281708.12
	SUBTOTAL	<b>1369344.44</b>
	IVA	136934.444
	<b>TOTAL</b>	<b>1506278.88</b>

## 11.- CONCLUSION

La planta de tratamiento antes descrita es un buen sistema ( anaeróbico ), han demostrado ser más eficientes y económicos que los sistemas convencionales (aeróbicos ).

La planta de tratamiento antes descrita, puede ser aplicada en cualquier parte del estado sin ningún contratiempo , tomando en cuenta las particulares condiciones del terreno en donde se desplantará. Y el gasto unicial de construcción se amortizaría con lo bajo del costo de mantenimiento, comercializar el producto resultante de este reciclaje y el ahorro de problemas tanto de salud, sociales y ecologicos que resultan al no contar con sistemas de este tipo.

Este proyecto no trata de descubrir el hilo negro en cuanto a tratamientos de agua residual, solo es un intento más por poner en parctica lo aprendido durante la carrera, la poca o mucha experiencia obtenida en el campo y sobre todo demostrar que el primer paso para tener un equilibrio tanto económico , social y ecológico, es el que aremos nosotros los ingenieros. Dentro de muy poco tiempo llegaremos a una crisis severa de agua, sumado a lo costoso que es obtener energía para hacer funcionar cualquier sistema. Es aquí donde entra la ingenieria entra , en diseñar sitema de reciclaje de agua que utilice poca energía.

Este proyecto trata de motivar alas nuevas generaciones de ingenieros a cambiar la mentalidad del derrochismo de recursos, practica muy utilizada anteriormente en todas las ramas de la ingenieria, e interesarlos en la ingenieria ambiental " tan poca difundida en nuestro país".

## BIBLIOGRAFIA ;

- 1.- Adrian U. Bank, Haandel Gatze Lettinga. 1990  
Anaerobic sewage treatment.  
Editorial. John Willey & S.
- 2.- Manual del AISSE. 1985  
Tratamiento de aguas residuales en reactores anaerobios.  
Hojas de divulgación técnica.
- 3.- Fair, Geyer y Okun. 1980  
Purificación de aguas, tratamiento y remoción de aguas residuales,  
Tomo II, Editorial Limusa.
- 4.- Juarez Badillo, Rico Rodriguez. 1975  
Mecánica de suelos, Tomo II ( Teoría y aplicaciones de la mecánica de suelos )  
2 da. Edición , Editorial Limusa.
- 5.- Juarez Badillo, Rico Rodriguez. 1976  
Mecánica de suelos, Tomo III ( Flujo de agua en suelos )  
3 da. Edición , Editorial Limusa.
- 6.- SAHOP, México D.F. 1970  
Normas de diseño estructural para obras de abastecimiento de agua potable y de  
alcantarillado sanitario en localidades urbanas de la República Mexicana.
- 7.- Suarez Salazar, 1979  
Costo y tiempo en edificación , 3a Edición.  
Editorial Limusa.
- 8.- Phil M. Ferguson, 1968  
Teoría elemental del concreto reforzado. 3a edición.  
Compañía editorial continental S.A.

## **CITAS BIBLIOGRAFICAS .-**

- (1)** Comisión Estatal de Servicios Públicos de Ensenada ( cespe ) ---> Comunicación personal con ; subdirección técnica, Ing. Rodrigo Solis Alba.
- (2)** Op. Cit. (1)
- (3)** Op. Cit. (1)
- (4)** Consejo Estatal de Población ( CONEPO ), 1980 - 1990. Censo estatal de población.
- (5)** Haandel Gatzke Lettinga, Adrian U. Bank , 1990, Anaerobic Sewage Treatment, Ed. John Willey & S.
- (6)** Op. Cit. (1)
- (7)** INEGI --> Publicaciones geográficas, 1995.
- (8)** Censo de población y vivienda 1980-1990, INEGI
- (9)** Datos climatológicos en fichas de estaciones climatológicas del estado, desde 1948 - 1996 de C.N.A. ( Comisión Nacional del Agua )
- (10)** Op. Cit. (4)
- (11)** Manual de agua potable y alcantarillado sanitario de la U.N.A.M., Instituto de ingeniería de la U.N.A.M.
- (12)** Manual de la Secretaria de Desarrollo Urbano y Ecología. para agua potable y alcantarillado. Datos obtenidos por tablas en SEDUE.
- (13)** Op. Cit. (1)
- (14)** Op. Cit. (5)
- (15)** Op. Cit. (5)
- (16)** Fair, Geyer y Okun, Purificación de aguas , tratamiento y remoción de aguas residuales , Tomo II, Ed. Limusa.
- (17)** Op. Cit. (5)
- (18)** Op. Cit. (5)
- (19)** Op. Cit. (5)