

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL**



**DISEÑO DE CIMENTACIÓN Y PAVIMENTO DE NUEVOS
ALMACENES DEL PUERTO SALAVERRY**

INFORME DE SUFICIENCIA

Para optar el Título Profesional de:

INGENIERO CIVIL

EDWIN WILFREDO CHINCHA COSSIO

Lima- Perú

2011

**La presente se la dedico a mis padres y
hermanos por su apoyo, confianza y amor,
gracias por ayudarme a cumplir mis objetivos
como persona y estudiante.**

**También va dedicado a una persona muy
especial que siempre estuvo a mi lado en las
buenas y en las malas gracias amor Chio.**

**También va por ustedes tío Alejandro, tía María
y junior.**

	Página
RESUMEN	3
LISTA DE TABLAS	4
LISTA DE FIGURAS	5
INTRODUCCIÓN	6
CAPÍTULO I PERFIL DEL PROYECTO	7
1.1 UBICACIÓN	7
1.2 OBJETIVO DEL PROYECTO	8
1.3 DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO	8
CAPÍTULO II DISEÑO DE CIMENTACIÓN PARA LOS ALMACENES	9
2.1 DISEÑO DE CIMENTACIÓN PARA HANGARES	9
2.1.1 Método de Terzagui y Peck.	9
2.1.2 Carga para diseño	17
2.1.3 Pre dimensionamiento de zapatas	19
2.1.4 Asentamientos elástico basado en la teoría de la elasticidad	21
2.1.5 Cálculo estructural de cimentación	27
2.2 LOSA DE CIMENTACIÓN PARA SILOS	32
2.2.1 Coeficiente de balasto	32
2.2.2 Carga para diseño	34
2.2.3 Asentamiento deducido de penetración estándar	35
2.2.4 Cálculo estructural de losa de cimentación	37
CAPÍTULO III DISEÑO DE PAVIMENTO RÍGIDO PARA ALMACEN	48
3.1 CARGA PARA DISEÑO	48
3.2 DISEÑO ESTRUCTURAL	50

3.2.1	Espeor de losa	50
3.2.2	Diseño de losa armada en dos direcciones según el Joint Comitee ASCE-ACI 1940	51
3.3.3	Junta en pavimento rígido	53
CAPÍTULO IV COSTOS		55
4.1	COSTO DE CIMENTACIÓN PARA HANGARES	55
4.2	COSTO DE PAVIMENTO RÍGIDO PARA HANGARES	56
4.3	COSTO DE CIMENTACIÓN PARA SILOS	57
CONCLUSIONES		58
RECOMENDACIONES		59
BIBLIOGRAFÍA		60
ANEXOS		

RESUMEN

El presente trabajo tiene por objetivo fundamental el análisis y diseño de la cimentación y el pavimento de los nuevos almacenes (hangares y silos) del Puerto Salaverry, donde los granos (maíz, trigo y soya) se almacenan en silos y los fertilizantes se almacenan en hangares. Para lograr el objetivo planteado, la metodología utiliza la información de teorías sobre cimentaciones y pavimentos partiendo de un estudio del suelo de la zona.

Los almacenes cuentan con área de hangar de 2500 m² y área para 55 silos de 9792.25 m², el tipo de suelo donde se ubica los almacenes está conformado por arena mal graduado – SP con capacidad admisible de 2.5 kg/cm². (dato tomado de un estudio de mecánica de suelos de la zona).

Los hangares cuentan con 11 pórticos de concreto y vigas metálicas, para lo cual se realizó el pre dimensionamiento de una zapata aislada, considerando el metrado de carga correspondiente.

Para la cimentación de los 55 silos se optó por diseño de una losa de cimentación, considerando cada silo como una columna que trasmite su carga a la losa de cimentación.

LISTA DE TABLAS

Tabla	Descripción	Pag.
Tabla 2.1	Factor de capacidad de carga Terzaghi	13
Tabla 2.2	Factores de capacidad de carga modificada de Terzaghi, N' c, N' q y N' γ	14
Tabla 2.3	Según Sowers 1962	26
Tabla 2.4	Coefficiente de Balasto	33
Tabla 2.5	Valores propuesta para capacidad admisible de plateas en arenas (Terzaghi y Peck 1967)	35
Tabla 2.6	Calculo de Xi, Yi, PuXi y PuYi de cada columna	39
Tabla 3.1	Espesor de sub-base y capa de rodadura para varios valores CBR	48
Tabla 3.2	Coefficiente para cálculo de los momentos de diseño de la losa apoyadas en viga	52
Tabla 3.3	Coefficiente para cálculo de los momentos de diseño de la losa apoyadas en viga	54

LISTA DE FIGURAS

Figura	Descripción	Pag.
Figura 1.1	Imagen del puerto Salaverry	7
Figura 2.1	Naturaleza de la falla en suelos por capacidad de carga: (a) falla general por corte; (b) falla local de corte por punzonamiento	10
Figura 2.2	Falla por capacidad de carga en suelo bajo una cimentación rígida corrida	12
Figura 2.3	Asentamiento elástico de cimentación superficial	21
Figura 2.4	Asentamiento elástico de cimentaciones flexibles y rígidas	23
Figura 2.5	Valores de α , α_{prom} y α_r ; esc (13), (14), (17) y (17a)	23
Figura 2.6	Variación de F1 con H/B (según Steinbrenner, 1934)	25
Figura 2.7	Variación de F2 con H/B (según Steinbrenner, 1934)	25
Figura 2.8	Diagrama de momento para 3c o más tramos	42
Figura 3.1	Franjas medidas y franjas de columna según el método del Joint Comitee ASCE-ACI	51

INTRODUCCIÓN

El desarrollo del presente trabajo nace por la necesidad de satisfacer nuevas áreas de almacenamiento para granos (maíz, trigo y soya) y fertilizante del Puerto Salaverry.

En el primer capítulo se da la ubicación el puerto salaverry donde estarán los nuevos almacenes, también se indica el objetivo general y los objetivos específicos.

En el segundo capítulo se desarrolla el diseño de de cimentación para los almacenes, teniendo 2 tipos de almacenes hangares y silos.

Se considera zapatas aisladas para la cimentación del hangar, el cual está conformado por pórticos a cada 10m, para el desarrollo de análisis y diseño se usa el método de Terzagui y Peck y se siguió ciertos criterios mencionados en el libro del Ing. Roberto Morales, tales como;

- Reacción amplificada.
- Verificación por corte.
- Diseño por flexión.

Para la cimentación de los silos se usa losa de cimentación, para el análisis estructural se realizo presión por debajo de punto perimetrales, diseño por flexión y verificación por fuerza cortante.

En el capitulo tres, se realizo el diseño de pavimento rígido para almacén del hangar, en el cual se realizo con análisis de una losa armada en dos direcciones apoyada en sus cuatro lados (Joint Comitte ASSCE-ACI1940), la losa tiene un espesor de 25 cm y se realizo dicho análisis estructural para un paños de 5X5m.

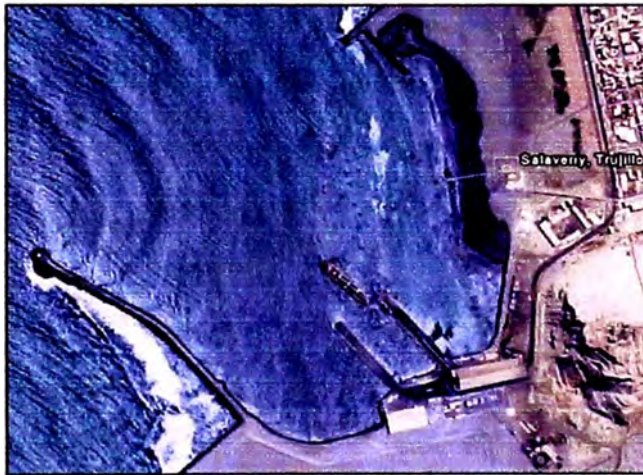
En el capitulo cuatro se desarrolla el costo de las cimentaciones, el cual da como resultado un monto global de **S/ 9'377,549.01**, siendo lo más costoso la losa de cimentación con **S/. 8'813750.44**

CAPÍTULO I PERFIL DEL PROYECTO

1.1 UBICACIÓN

El Puerto de Salaverry se encuentra ubicado en el Distrito de Salaverry, Provincia de Trujillo, Departamento de La Libertad. El puerto está cerca de 12 km al suroeste de Trujillo y 560 km al norte de Callao; beneficiando a los embarcadores y consignatarios, principalmente de harina de pescado, fertilizantes, concentrado de mineral, arroz y azúcar, productos que se encuentran dentro de su área de influencia.

Fig. 1.1 Imagen del Puerto Salaverry



Fuente : Google

1.2 OBJETIVO DEL PROYECTO

Objetivo General:

El presente trabajo tiene por objetivo el análisis y diseño de la cimentación y del pavimento de los nuevos almacenes para el almacenamiento de granos y fertilizantes.

Objetivos Específicos:

- El cálculo del metrado de las cargas propias y vivas
- Se determinará el asentamiento permisible, para poder realizar el diseño de cimentación.

- Se realizará el diseño de la cimentación y pavimento elaborando las especificaciones técnicas.
- Se determinará un estimado del costo.

1.3 DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

El presente proyecto contempla en realizar ampliación de nuevos almacenes en el Puerto Salaverry los cuales almacenes son:

Almacenes de Hangar

- Está conformado por 11 pórticos separado a cada 10m.
- Columnas de concreto de 0.50 X 0.50 m.
- Tijerales de 25m y viguetas de 10m.
- Cobertura T-R4
- Pavimento rígido.
- Zapatas aisladas.

Almacén de silos.

- Está conformado por 55 silos de concreto.
- Cada silo está compuesta 4 columnas
- Placa circular de 25 cm.
- Vigas de concreto.
- Una losa de cimentación.

CAPÍTULO II DISEÑO DE CIMENTACIÓN PARA LOS ALMACENES.

2.1 DISEÑO DE CIMENTACIÓN PARA HANGARES.

2.1.1 METODO DE TERZAGHI Y PECK

Para comportarse satisfactoriamente. Las cimentaciones superficiales deben tener dos características principales:

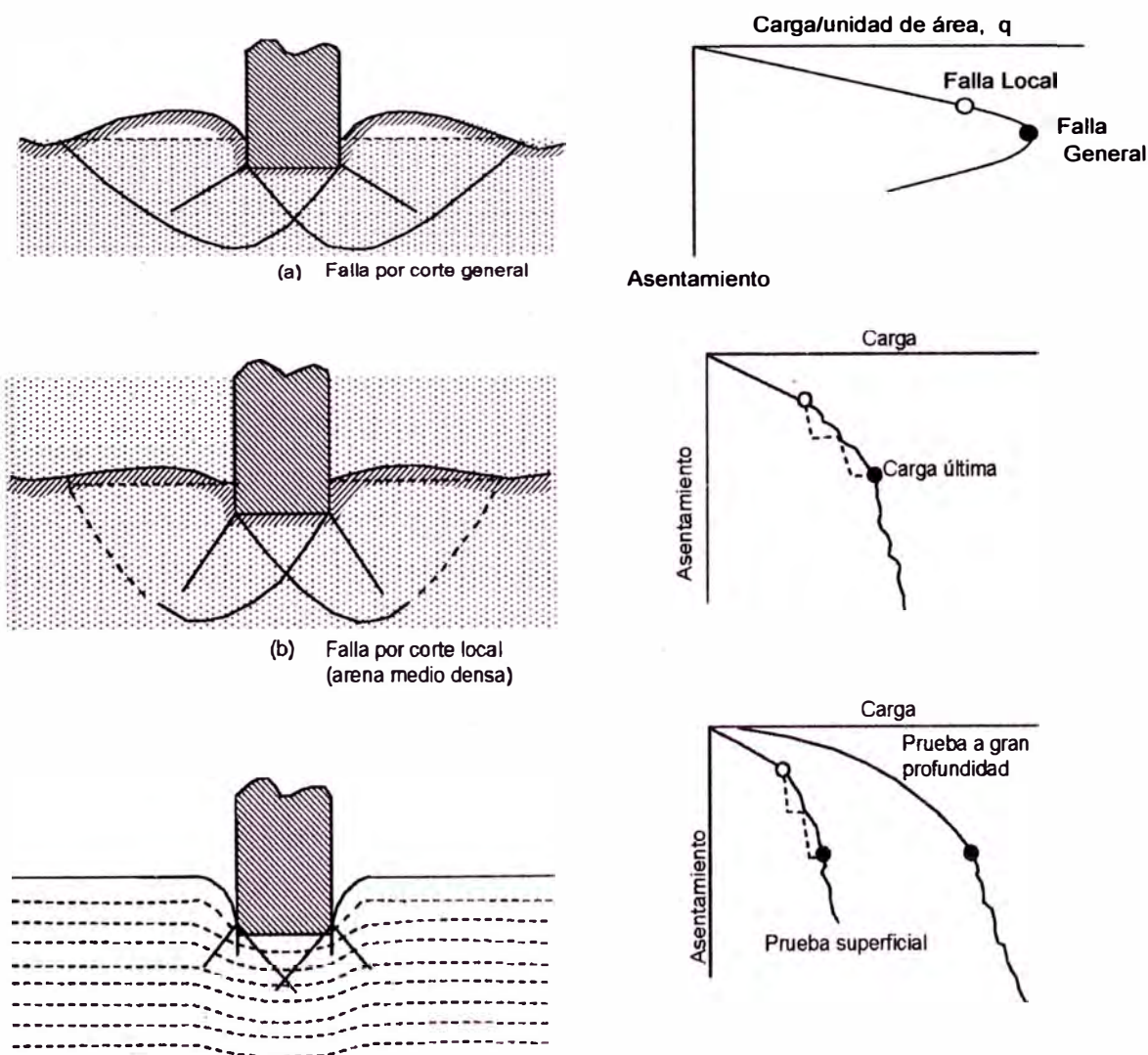
1. La cimentación debe ser segura contra una falla por corte general del suelo que la soporta.
2. La cimentación no debe experimentar un desplazamiento excesivo, es decir, un asentamiento excesivo. (El término excesivo es relativo, porque el grado de asentamiento permisible en una estructura depende de varias consideraciones).

La carga por área unitaria de la cimentación bajo la cual ocurre la falla por corte en el suelo se llama capacidad de carga última.

Considere una cimentación corrida que descansa sobre la superficie de arena densa o suelo cohesivo firme, como muestra la figura 2.1a. Con un ancho igual a B . Ahora si la carga se aplica gradualmente a la cimentación, el asentamiento se incrementará. La variación de la carga por unidad de área, q , sobre la cimentación se muestra también en la figura 2.1a, junto con el asentamiento. En cierto punto cuando la carga por unidad de área es igual a q_u , tendrá lugar una falla repentina en el suelo que soporta a la cimentación y la zona de falla en el suelo se extenderá hasta la superficie del terreno. Esta carga por área unitaria, q_u , se denomina generalmente capacidad de carga última de la cimentación. Cuando este tipo de falla repentina tiene lugar en el suelo, se denomina falla general por corte.

Si la cimentación considerada descansa sobre suelo arenoso o arcilloso medianamente compactado (figura 2.1b), un incremento de carga sobre la cimentación también será acompañado por un aumento del asentamiento. Sin embargo, en este caso la superficie de falla en el suelo se extenderá gradualmente hacia afuera desde la cimentación. Como muestran las líneas continuas en la figura 2.1b.

Fig. 2.1 Naturaleza de la falla en suelos por capacidad de carga : (a) falla general por corte; (b) falla local de corte; (c) falla de corte por punzonamiento.



Fuente: Braja M. Das - cimentación

Cuando la carga por área unitaria sobre la cimentación es igual a $q_u(1)$, el movimiento estará acompañado por sacudidas repentinas. Se requiere entonces un movimiento considerable de la cimentación para que la zona de falla en el suelo se extienda hasta la superficie del terreno (como muestra la línea discontinua la figura 2.1b). La carga por unidad de área bajo la cual sucede es la capacidad de carga última, q_u . Más allá de este punto, una mayor carga estará acompañada por un gran incremento del asentamiento de la cimentación. La carga por unidad de área de la cimentación $q_u(1)$, se denomina carga primera de falla (Vesic, 1963). Note que un valor máximo de q no se presenta en este tipo de falla, llamada falla local por corte del suelo.

A) TEORIA DE LA CAPACIDAD DE CARGA DE TERZAGHI

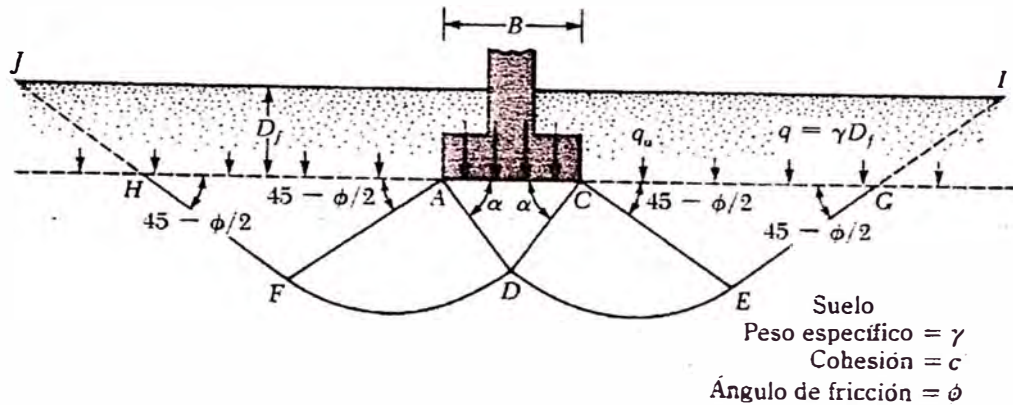
Terzaghi (1943) fue el primero en presentar una teoría completa para evaluar la capacidad de carga última de cimentaciones superficiales. De acuerdo con esta, una cimentación es superficial si la profundidad, D_f (figura 2.2), de la cimentación es menor o igual que el ancho de la misma. Sin embargo, investigadores posteriores sugieren que cimentaciones con D_f igual a 3 o 4 veces el ancho de la cimentación pueden ser definidas como cimentaciones superficiales.

Terzaghi sugirió que para una cimentación corrida (es decir, cuando la relación ancho entre longitud de la cimentación tiende a cero), la superficie de falla en el suelo bajo carga última puede suponerse similar a la mostrada en la figura 2.2 (Note que este es el caso para la falla general por corte como define la figura 2.1a.) El efecto del suelo arriba del fondo de la cimentación puede también suponerse reemplazado por una sobrecarga equivalente efectiva $q = \gamma D_f$ (donde γ = peso específico del suelo). La zona de falla bajo la cimentación puede separarse en tres partes (véase la figura 2.2):

1. La zona triangular ACD inmediatamente abajo de la cimentación
2. Las zonas de corte radiales ADF y CDE, con las curvas DE y DF como arcos de una espiral logarítmica

3. Dos zonas pasivas de Rankine triangulares AFH y CEG

Fig 2.2 Falla por capacidad de carga en suelo bajo una cimentación rígida corrida.



Fuente: Braja M. Das - cimentación

Se supone que los ángulos CAD y ACD son iguales al ángulo de fricción del suelo ϕ . Note que, con el reemplazo del suelo arriba del fondo de la cimentación por una sobrecarga equivalente q , la resistencia de corte del suelo a lo largo de las superficies de falla GI y HI fue despreciada.

Usando el análisis de equilibrio, Terzaghi expreso la capacidad de carga ultima en la forma

$$q_u = cN_c + qN_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \quad (\text{Cimentación corrida}) \quad (2.1)$$

Donde

c = cohesión del suelo

γ = peso específico del suelo

$q = \gamma D_f$

N_c, N_q, N_γ = factores de capacidad de carga adimensionales que están únicamente en función del ángulo de fricción del suelo

Ver tabla 2.1 para calculo de N_c, N_q, N_γ .

Tabla 2.1 Factor de capacidad de carga Terzaghi

Φ	N_c	N_q	N_γ	Φ	N_c	N_q	N_γ
0	5.70	1.00	0.00	26	27.09	14.21	9.84
1	6.00	1.1	0.01	27	29.24	15.90	11.60
2	6.30	1.22	0.04	28	31.61	17.81	13.70
3	6.62	1.35	0.06	29	34.24	19.98	16.18
4	6.97	1.49	0.10	30	37.16	22.46	19.13
5	7.34	1.64	0.14	31	40.41	25.28	22.65
6	7.73	1.81	0.20	32	44.04	28.52	26.87
7	8.15	2.00	0.27	33	48.09	32.23	31.94
8	8.60	2.21	0.35	34	52.64	36.50	38.04
9	9.09	2.44	0.44	35	57.75	41.44	45.41
10	9.61	2.69	0.56	36	63.53	47.16	54.36
11	10.16	2.98	0.69	37	70.01	53.80	65.27
12	10.76	3.29	0.85	38	77.50	61.55	78.61
13	11.41	3.63	1.04	39	85.97	70.61	95.03
14	12.11	4.02	1.26	40	95.66	81.27	115.31
15	12.86	4.45	1.52	41	106.81	93.85	140.51
16	13.68	4.92	1.82	42	119.67	108.75	171.99
17	14.60	5.45	2.18	43	134.58	126.50	211.56
18	15.12	6.04	2.59	44	151.95	147.74	261.60
19	16.56	6.70	3.07	45	172.28	173.28	325.34
20	17.69	7.44	3.64	46	196.22	204.19	407.11
21	18.92	8.26	4.31	47	224.55	241.80	512.84
22	20.27	9.19	5.09	48	258.28	287.85	650.67
23	21.75	10.23	6.00	49	298.71	344.63	831.99
24	23.36	11.40	7.08	50	347.50	415.14	1072.80
25	25.13	12.72	8.34				

*Según Kumbhojkar (1993)

Fuente: Braja M. Das - cimentación

Para estimar la capacidad de carga última de cimentaciones cuadradas o circulares se usara:

$$q_u = 1.3cN_c + qN_q + 0.4 \gamma BN_\gamma \quad (\text{cimentación cuadrada}) \quad (2.2)$$

En la ecuación (2.2), B es igual a la dimensión de cada lado de la cimentación.

Para cimentaciones que exhiben falla local por corte en suelos, Terzaghi sugirió modificaciones a las ecuaciones (2.1) y (2.2) como sigue:

$$q_u = 0.867cN'_c + qN'_q + 0.4 \gamma BN'_\gamma \quad (2.3)$$

N'_c, N'_q y N'_γ son los factores de capacidad de carga modificada, Estos se calculan usando las ecuaciones para el factor de capacidad de carga (para N_c, N_q , y N_γ) reemplazando Φ por $\Phi = \tan^{-1} (2/3 \tan \phi)$ La variación de N'_c, N'_q y N'_γ con el ángulo Φ de fricción del suelo, se da en la tabla 2.2.

Las ecuaciones de capacidad de carga de Terzaghi se modificaron para tomar en cuenta los efectos de la forma de la cimentación (B/L), profundidad de empotramiento (Df), e inclinación de la carga.

Tabla 2.2 Factores de capacidad de carga modificada de Terzagui, N'_c, N'_q y N'_γ

Φ	N'_c	N'_q	N'_γ	Φ	N'_c	N'_q	N'_γ
0	5.70	1.00	0.00	26	15.53	6.05	2.59
1	5.90	1.07	0.005	27	16.30	6.54	2.88
2	6.10	1.14	0.02	28	17.13	7.07	3.29
3	6.30	1.22	0.04	29	18.03	7.66	3.76
4	6.51	1.30	0.055	30	18.99	8.31	4.39
5	6.74	1.39	0.074	31	20.03	9.03	4.83
6	6.97	1.49	0.10	32	21.16	9.82	5.51
7	7.22	1.59	0.123	33	22.39	10.69	6.32
8	7.47	1.70	0.16	34	23.72	11.67	7.22
9	7.74	1.82	0.20	35	25.18	12.75	8.35
10	8.02	1.94	0.24	36	26.77	13.97	9.41
11	8.32	2.08	0.30	37	28.51	15.32	10.90
12	8.63	2.22	0.35	38	30.43	16.85	12.75
13	3.96	2.38	0.42	39	32.53	18.56	14.71
14	9.31	2.55	0.48	40	34.87	20.50	17.22
15	9.67	2.73	0.57	41	37.45	22.70	19.75
16	10.06	2.92	0.67	42	40.33	25.21	22.50
17	10.47	3.13	0.76	43	43.54	28.06	26.25
18	10.90	3.36	0.88	44	47.13	31.34	30.40
19	11.36	3.61	1.03	45	51.17	35.11	36.00
20	11.85	3.88	1.12	46	55.73	39.48	41.70
21	12.37	4.17	1.35	47	60.91	44.45	49.30
22	12.92	4.48	1.55	48	66.80	50.46	59.25
23	13.51	4.82	1.74	49	73.55	57.41	71.45
24	14.14	5.20	1.97	50	81.31	65.60	85.75
25	14.80	5.60	2.25				

Fuente: Braja M. Das – cimentación

B) FACTOR DE SEGURIDAD

El cálculo de la capacidad de carga bruta admisible de cimentaciones superficiales requiere aplicar un factor de seguridad (*FS*) a la capacidad de carga última bruta.

$$q_{adm} = \frac{q_u}{FS} \quad (2.4)$$

Sin embargo, algunos ingenieros prefieren usar un factor de seguridad de

$$\text{Incremento neto del esfuerzo en el suelo} = \frac{\text{capacidad de carga última neta}}{FS} \quad (2.5)$$

La capacidad de carga última neta se define como la presión última por unidad de área de la cimentación que es soportada por el suelo en exceso de la presión causada por el suelo que la rodea en el nivel de la cimentación. Si la diferencia entre el peso específico del concreto usado para la cimentación y el peso específico del suelo que la rodea se supone insignificante.

$$q_{neta(u)} = q_u - q \quad (2.6)$$

Donde $q_{neta(u)}$ = capacidad de carga última neta

$$q = \gamma D_f$$

Entonces

$$q_{adm(neta)} = \frac{q_u - q}{FS} \quad (2.7)$$

El factor de seguridad, tal como se define por la ecuación (2.7) puede ser por lo menos de 3 en todos los casos.

A menudo se usa otro tipo de factor de seguridad para la capacidad de carga de cimentaciones superficiales. Se trata del factor de seguridad con respecto a la falla por corte (FS_{corte}). En la mayoría de los casos un valor FS_{corte} de 1.4 a 1.6 es deseable junto con un factor mínimo de seguridad de 3 a 4 por capacidad de carga última neta o bruta. El siguiente procedimiento debe usarse para calcular la carga neta admisible para un FS_{corte} dado.

1. Sean c y Φ la cohesión y el ángulo de fricción, respectivamente, del suelo y sea FS_{corte} el factor requerido de seguridad con respecto a la falla por corte. Entonces, la cohesión y el ángulo de fricción desarrollados son.

$$C_d = \frac{c}{FS_{\text{corte}}} \quad (2.8)$$

$$\phi_d = \tan^{-1} \left[\frac{\tan \Phi}{FS_{\text{corte}}} \right] \quad (2.9)$$

La capacidad de carga admisible bruta se calcula de acuerdo con las ecuaciones (2.1), (2.2) con c_d y Φ_d como los parámetros de resistencia cortante del suelo. Por ejemplo, la capacidad de carga admisible bruta de una cimentación corrida según la ecuación de Terzaghi es

$$q_{\text{adm}} = C_d N_c + q N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \quad (2.10)$$

Donde N_c , N_q y N_γ = factores de capacidad de carga para el ángulo de fricción, Φ_d .

2. La capacidad admisible neta de carga es entonces

$$q_{\text{adm}}(\text{neto}) = q(\text{adm}) - q = C_d N_c + q(N_q - 1) + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \quad (2.11)$$

Independientemente del procedimiento por el cual se aplique el factor de seguridad, la magnitud de *FS* debe depender de las incertidumbres y riesgo implicados en las condiciones encontradas.

2.1.2 CARGAS PARA DISEÑO

En anexo se adjunta plano AQ-1 y E-02, con el cual se realizó este metrado.

Metrado V-1

Descripción	Cant.	m	kg/m	kg
2"x2"x1/4"	2	5.8	4.7	54.52
3"x3"x5/16"	2	9.6	9.078	174.30
3"x3"x1/4"	2	5.8	9.078	105.30
4"x4"x1/4"	2	9.6	9.82	188.54
3"x3"x1/4"	2	1.93	9.078	35.04
'L 2 1/2"x2 1/2"x3/16"	6	2.9	4.569	79.50
2"x2"x3/16"	6	2.15	3.631	46.84
L 25x25x3.0mm	16	2	1.106	35.39
L 1 1/2"x1 1/2"x1/8"	10	3.2	1.83	58.56
L 2"x2"x1/8"	8	2.5	2.456	49.12

Peso total	827.12	kg
Longitud de Viga	16.00	m
Peso	51.69	kg/m

Metrado Vigüeta VM-1

Descripción	Cant.	m	kg/ml	kg
Ø5/8"	1	8	1.55	12.4
Ø1/2"	7	0.45	0.99	3.1185
Ø12mm	6	1.1	0.89	5.874

Peso total	21.39	Kg
Longitud de Viga	10.00	M
Peso	2.14	kg/m

Columna 50X50 cm

Descripción	Cant.	h	área	kg/m3	kg
Concreto	1	8	0.25	2400	4800

Carga para Zapata Z-1

Descripción	Peso	Unidad	Met.	Parcial	
Viga de Acero	51.69	kg/ml	22.50	1,163.14	kg
Vigetas	2.14	kg/ml	50.00	106.96	kg
Columna	2,400.00	kg/m3	2.00	4,800.00	kg
Cobertura TR-4	5.26	kg/m2	125.00	657.50	kg
otros	10.00	kg/m2	125.00	1,250.00	kg

Total de carga	7,977.60 kg
Total de carga	7.98 tn

2.1.3 PRE DIMENSIONAMIENTO DE ZAPATAS

Datos de estudio de suelo (Solicitado a Técnicas Metálicas Ingenieros S.A.C., usado en el informe para fines académicos)

Datos:

FS=3

$q_{adm} = 2.5 \text{ kg/cm}^2$

$\gamma_{sat} = 2.1 \text{ gr/cm}^3$

$\gamma_{seca} = 1.66 \text{ gr/cm}^3$

$c = 0$

$\Phi = 23.6$

Nf=0.5 m.

$Q = 7,352.60 \text{ kg}$

Cálculo:

Con $\Phi = 23.6$ en a la Tabla 2.2 se interpola y se obtiene:

$N'_c = 13.88$

$N'_q = 5.05$

$N'_\gamma = 1.88$

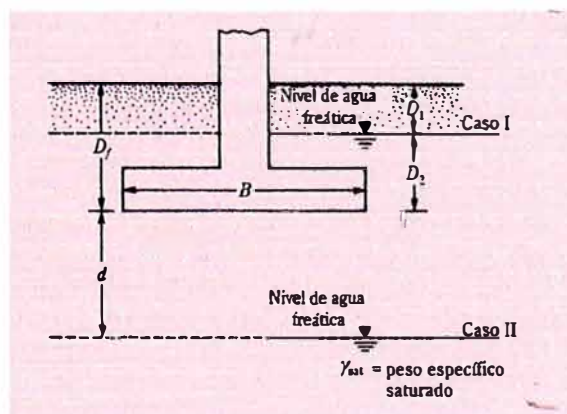
$D_1 = 0.5 \text{ m}$

$D_2 = 1.2 \text{ m}$

$q = D_1\gamma + D_2(\gamma_{sat} - \gamma_w)$

$q = 50 \times 1.66 + 120 \times (2.1 - 1)$

$q = 0.215 \text{ kg/cm}^2$



Reemplazado en la formula (2.3)

$$q_u = 0.867cN'_c + qN'_q + 0.4 \gamma BN'_\gamma$$

$$q_u = 0.867 \times 0 \times 13.88 + 0.215 \times 5.05 + 0.4 \times 0.00166 \times B \times 1.88$$

$$q_u = 1.085 + 0.00124B \quad \dots\dots\dots(I)$$

$$q_{adm} = \frac{q_u}{FS} \quad \dots\dots\dots(II)$$

Se reemplaza en (I) en (II):

$$B = 517.3 \text{ cm.}$$

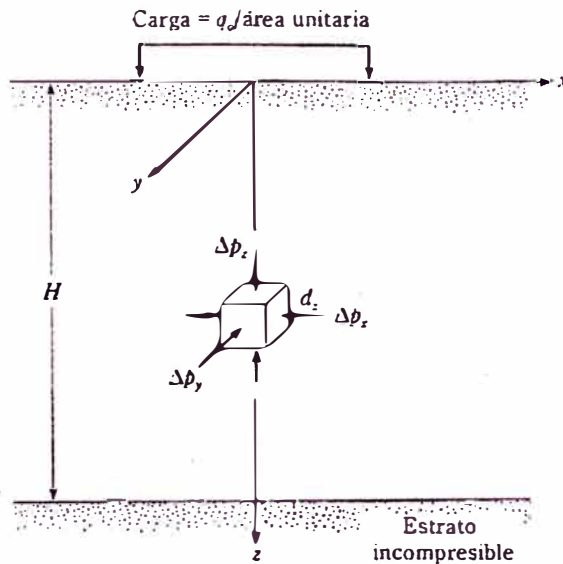
Por lo tanto la zapata es cuadrada de 5.2 x5.2 m.

2.1.4 ASENTAMIENTOS ELASTICO BASADO EN LA TEORIA DE LA ELASTICIDAD

El asentamiento elástico de una cimentación superficial se estima usando la teoría de la elasticidad. Con referencia a la figura 2.3 y aplicando la ley de Hooke,

$$S_z = \int_0^H \varepsilon_z dz = \frac{1}{E_s} \int_0^H (\Delta p_z - \mu_s \Delta p_x - \mu_s \Delta p_y) dz \quad (2.12)$$

Fig. 2.3 Asentamiento elástico de cimentación superficial



Fuente: Braja M. Das - cimentación

Donde

S_e = asentamiento elástico

E_s = modulo de elasticidad del suelo

H = espesor del estrato de suelo

μ_s = relación de poisson del suelo

$\Delta\phi_x, \Delta\phi_y, \Delta\phi_z$ = incremento del esfuerzo debido a la carga neta aplicada a la Cimentación, en las direcciones X, y YZ, respectivamente

Teóricamente, si la profundidad de la cimentación $D_f = 0$, $H = \infty$ y la cimentación es perfectamente flexible, de acuerdo con Harr (1966), el asentamiento se expresa como (figura 4)

$$S_r = \frac{Bq_o}{E_s} (1 - \mu_s^2) \frac{\alpha}{2} \quad (\text{esquina de la cimentación flexible}) \quad (2.13)$$

$$S_r = \frac{Bq_o}{E_s} (1 - \mu_s^2) \alpha \quad (\text{centro de la cimentación flexible}) \quad (2.14)$$

donde
$$\alpha = \frac{1}{\pi} \left[\ln \left(\frac{\sqrt{1 + m_1^2} + m_1}{\sqrt{1 + m_1^2} - m_1} \right) + m \ln \left(\frac{\sqrt{1 + m_1^2} + 1}{\sqrt{1 + m_1^2} - 1} \right) \right] \quad (2.15)$$

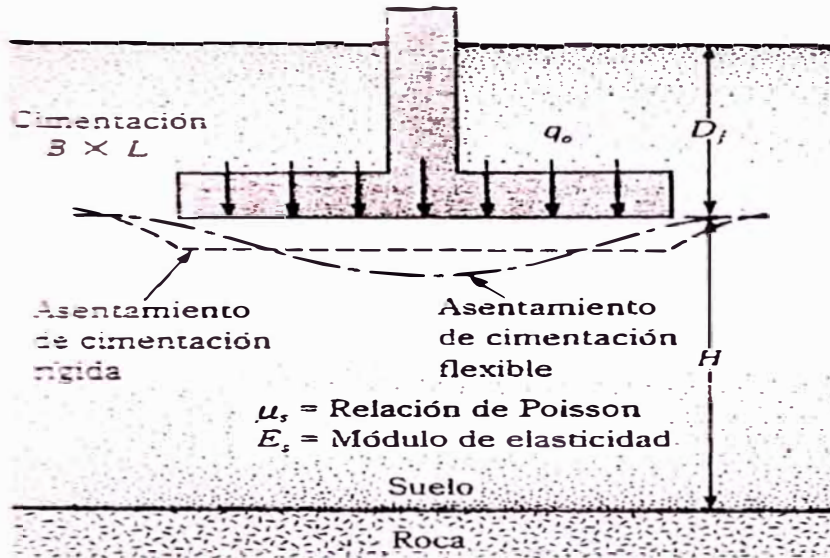
$$m_1 = L/B \quad (2.16)$$

B = ancho de la cimentación

L = longitud de la cimentación

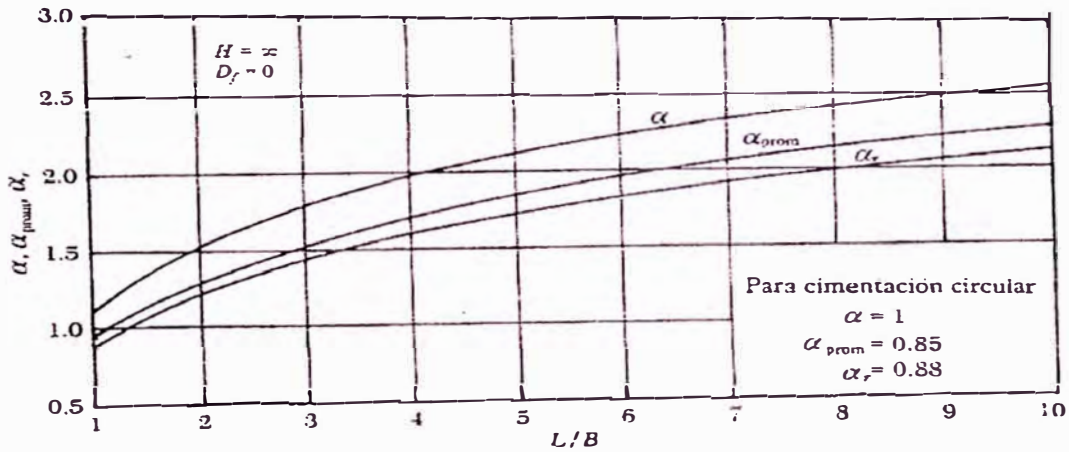
Los valores de la α para varias relaciones longitud a ancho (L/B) se muestran en la figura 2.5. El asentamiento promedio inmediato para una cimentación flexible también se expresa como

Fig.2.4 Asentamiento elástico de cimentaciones flexibles y rígidas



Fuente: Braja M. Das - cimentación

Fig. 2.5 Valores de α , α_{prom} y α_r ; esc (13),(14),(17) y (17a)



Fuente: Braja M. Das - cimentación

La figura 2.5 muestra también los valores de α_{prom} para varias relaciones L/B de una cimentación.

$$S_e = \frac{Bq_0}{E_s} (1 - \mu_s^2) \alpha_{prom} \quad (\text{promedio para cimentación flexible}) \quad (2.17)$$

Sin embargo, si la cimentación mostrada en la figura 4 es rígida, el asentamiento inmediato será diferente y se expresa como

$$S_e = \frac{Bq_o}{E_s} (1 - \mu_s^2) \alpha_r \quad (\text{cimentación rígida}) \quad (2.17a)$$

Los valores de α_r para varias relaciones L/B de cimentaciones se muestran en la figura 2.5.

Si $D_f = 0$ y $H < \infty$ debido a la presencia de una capa rígida (incomprensible), como muestra la figura 2.4,

$$S_e = \frac{Bq_o}{E_s} (1 - \mu_s^2) \frac{[(1 - \mu_s^2) F_1 + (1 - \mu_s - 2\mu_s^2) F_2]}{2} \quad (2.18a)$$

(esquina de la cimentación flexible)

Y

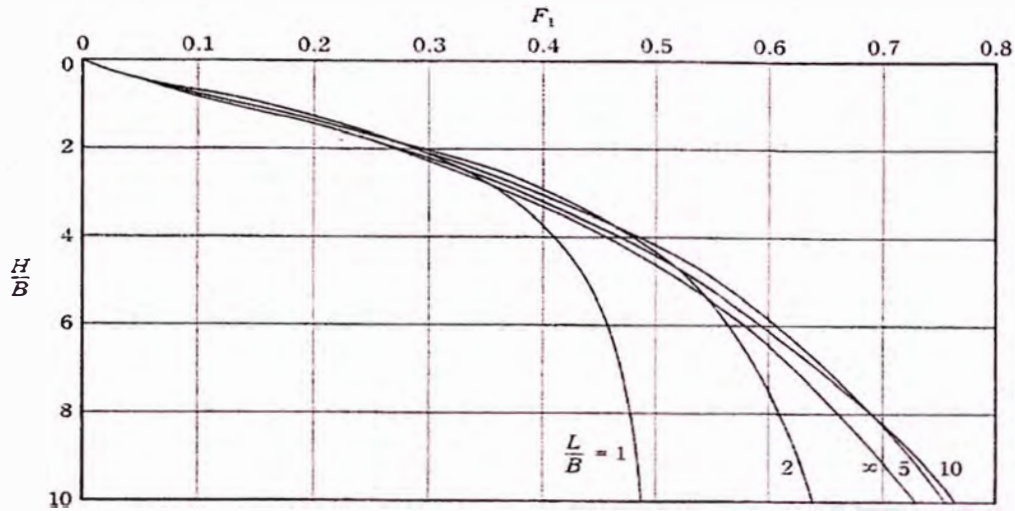
$$S_e = \frac{Bq_o}{E_s} (1 - \mu_s^2) [(1 - \mu_s^2) F_1 + (1 - \mu_s - 2\mu_s^2) F_2] \quad (2.18b)$$

(esquina de la cimentación flexible)

Las variaciones de F_1 y F_2 con H/B se dan en las figuras 2.6 y 2.7, respectivamente.

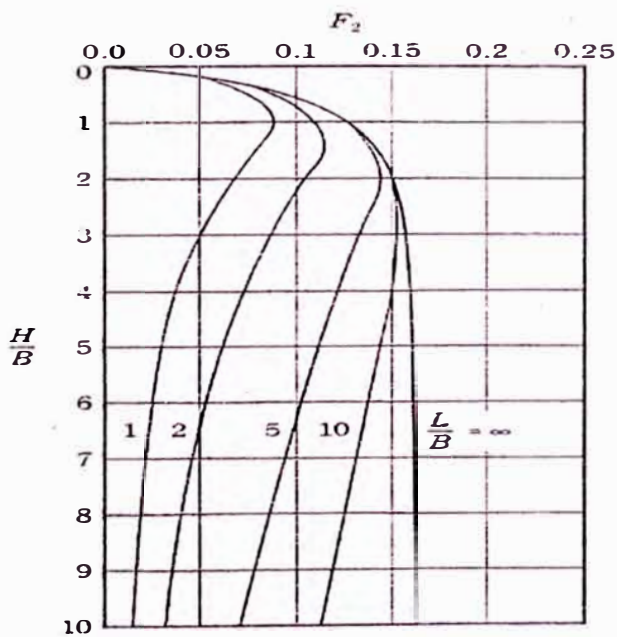
Es también importante ver que las relaciones anteriores para S_e suponen que la profundidad de la cimentación es igual a cero. Para $D_f > 0$, la magnitud de S_e decrecerá.

Fig.2.6 Variación de F_1 con H/B (según Steinbrenner, 1934)



Fuente: Braja M. Das - cimentación

Fig. 2.7 Variación de F_2 con H/B (según Steinbrenner, 1934)



Fuente: Braja M. Das - cimentación

Datos:

$B = 5.2 \text{ m} ; L = 5.2 \text{ m}$

$E_s = 8000 \text{ tn/m}^2$

$\mu_s = 0.25$

$\alpha_r = 82 \text{ cm/m}$

$q_0 = 2.32 \text{ tn/m}^2$ (estudio de suelo)

Cálculo:

Reemplazamos en la fórmula (2. 17a)

$$S_e = \frac{Bq_0}{E_s} (1 - \mu_s^2) \alpha_r \quad (\text{cimentación rígida})$$

$S_e = \frac{5.2 \times 2.32 \times (1 - 0.25^2) \times 82}{10000} = 0.092 \text{ cm.}$

10000

Tabla 2.3 Según Sowers 1962

Tipo de Movimiento	Factor limitativo	Asentamiento máximo
Asentamiento total	Drenaje	6-12 p/g.
	Acceso	12-24 p/g.
	Probabilidad de asentamiento no uniforme	
	Estructuras con muros de mampostería	1-2 p/g.
	Estructuras reticulares	2-4 p/g.
	Chimeneas, silos, placas	3-12 p/g.
Inclinación o giro	Estabilidad frente al vuelco	Depende de la altura y el ancho
	Inclinación de chimeneas, torres	0.004 ℓ
	Rodadura de camiones, etc.	0.01 ℓ
	Almacenamiento de mercancías	0.01 ℓ
	Funcionamiento de máquinas-telares de algodón	0.003 ℓ
	Funcionamiento de máquinas-turbogeneradores	0.0002 ℓ
	Carriles de grúas	0.003 ℓ
Drenaje de soleras	0.01-0.02 ℓ	
Asentamiento diferencial	Muros de ladrillo continuos y elevados	0.0005-0.001 ℓ
	Factoría de una planta, fisuración de muros de ladrillo	0.001-0.002 ℓ
	Fisuración de revocos (yeso)	0.001 ℓ
	Pórticos de concreto armado	0.0025-0.004 ℓ
	Pantallas de concreto armado	0.003 ℓ
	Pórticos metálicos continuos	0.002 ℓ
	Pórticos metálicos sencillos	0.005 ℓ

Fuente: Cimentación de concreto armado en edificaciones -ACI

Asentamiento diferencial para pórtico sencillo = 0.002l

El pórtico tiene l = 25 m (ver plano A-1 - anexo)

Asentamiento diferencial 0.002x25m = 5 cm

Por tanto $S_e = 0.092 \text{ cm} < 5 \text{ cm}$ ok!

<u>Suelo</u>	
Df =	1.7 m
$\gamma_1 =$	2100 kg/m ³
$\gamma_2 =$	1100 kg/m ³
qa =	2.50 kg/cm ²
e1 =	50 Cm
e2 =	120 Cm

2.1.5 CÁLCULO ESTRUCTURAL DE CIMENTACIÓN.

Datos:

Zapata
 $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$

Cargas
S/C = 550 kg/m²

PD = 7.98 Tn
PL = 100 Tn

Columna
 $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$
b = 50 cm
t = 50 cm
 $\emptyset b (1'') = 2.54 \text{ cm}$

Acero

$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

A) DIMENSIONAMIENTO DE LA ZAPATA

Cálculo del peralte de la zapata (hc)

$L_d = 38.35 \text{ cm}$

$h_c = L_d + r.e + \varnothing b \quad (2.19)$

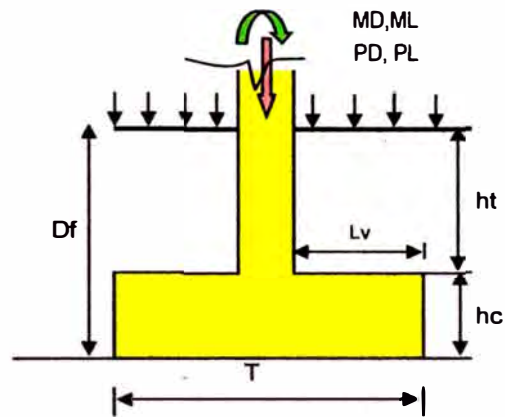
$h_t = D_f - h_c \quad (2.20)$

r.e. (Recubrimiento) = 7.50cm

$h_c = 54 + 7.5 + 1.91 = 54 \text{ cm}$

$h_c = 54 \text{ cm}$

$h_t = 170 - 54 = 116 \text{ cm.}$



Cálculo de la presión neta del suelo (qm)

$q_m = q_a - \gamma_1 e_1 - \gamma_2 e_2 - \gamma h_c - s/c \quad (2.21)$

$q_m = 2.14 \text{ kg/cm}^2$

Cálculo del área de la zapata (Az)

$A_{zap} = \frac{P}{q_m} \quad (2.22)$

$T = \sqrt{A_z} + \frac{(t_1 - t_2)}{2} \quad (2.23)$

$S = \sqrt{A_z} - \frac{(t_1 - t_2)}{2} \quad (2.24)$

$A_{zap} = (7.8+100)/2.12 = 50,933.96 \text{ cm}^2$

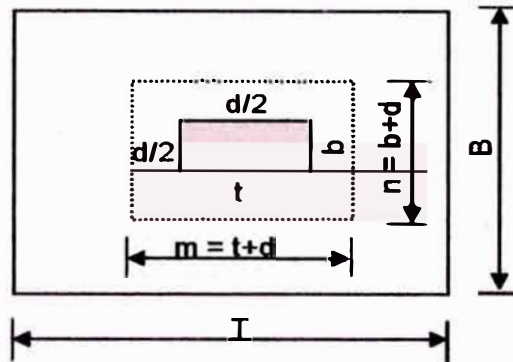
$T = 225 \text{ cm}$

$B = 225 \text{ cm}$

B) DETERMINACIÓN DE LA REACCIÓN AMPLIFICADA (q_{mu})

$W_{nu} = \frac{P_u}{A_{zap}} \quad (2.25)$

$W_{nu} = \frac{(1.4 \cdot 7.98 + 1.7 \cdot 100)}{(226 \cdot 226)}$



$W_{nu} = 3.58 \text{ kg/cm}^2$

C) VERIFICACION POR CORTE ($\phi = 0.85$)

Por flexión:

$L_v = \frac{T - t}{2} \quad (2.26)$

$L_v = 87.50 \text{ cm}$

$V_{du} = (W_{nu} \cdot B)(L_v - d)$; Se asume varilla de 3/4" (2.27)

$V_{du} = 34551.51 \text{ kg}$

$V_c = 0.53 \cdot \sqrt{f'_{cb}} \cdot b \cdot d \quad (2.28)$

$V_c = 88976.41 \text{ kg } (\phi = 0.85)$

$\emptyset V_c > V_{du}$ ok

Por Punzonamiento:

$$V_u = P_u - W_{nu} \times m_n \quad (2.29)$$

$$m = t + d; n = t + b \quad (2.30)$$

$$V_u = 149152.36 \text{ kg.}$$

$$V_c = 0.27 \left[2 + \frac{4}{\beta_c} \right] \sqrt{f'c} b_o d \quad (2.31)$$

$$\beta_c = \frac{D_{mayor}}{D_{menor}}, \beta_c \leq 2 \rightarrow V_c = 1.06 \sqrt{f'c} b_o d \quad (2.32)$$

$$b_o = 2 \times (t + d) + 2 \times (b + d) \quad (2.33)$$

$$V_c = 299245.46 \text{ kg}$$

$$\emptyset V_c = 0.85 \times 299245.46 = 254358.64 \text{ kg}$$

$\emptyset V_c > V_{du}$ OK!

D) CÁLCULO DEL REFUERZO LONGITUDINAL ($\emptyset = 0.90$)

Dirección Mayor:

$$M_u = \frac{(W_{nu} \times B)Lv^2}{2} \quad (2.34)$$

$$A_s = \frac{M_u}{0.9F_y(d - \frac{a}{2})} \quad (2.35)$$

$$a = \frac{A_s F_y}{0.85f'_c b} \quad (2.36)$$

Mu = 3082440.28 kg-cm

As = 18.6 cm²

a = 1.50 cm

As min = 0.0018 * B * d

As min = 18.06 cm²

As > As min OK!

Aøb

$$\# \text{ Varilla (n) } = \frac{A_s}{A_{\text{øb}}}$$

$$E_{\text{spaciam}} = \frac{B - 2 * r.e - \text{øb}}{n - 1}$$

Aøb (3/4") = 2.85

Varilla (n) = 7

Espaciam = = 35

7 Ø 3/4" @ 35

2.2 LOSA DE CIMENTACIÓN PARA SILOS.

La utilización de la losa de cimentaciones resulta apropiada en edificios ubicados principalmente en terrenos de baja capacidad portante, en el cual la suma de las aéreas de las zapatas que serian necesarias para transmitir la carga de la estructura al suelo, sobrepasa el 75% del área total a cimentar.

- Un porcentaje menor al 75% nos llevaría a la alternativa de utilizar un emparrillado de vigas de cimentación.
- Un porcentaje menor al 50% nos llevaría a la alternativa de utilizar zapatas aisladas.
- Existen condiciones particulares en las cuales se debe utilizar diversos tipos de zapatas para una misma edificación; en algunas partes se utilizara zapatas aisladas y en otras zapatas combinadas o conectadas.
- Existen condiciones críticas, en las cuales ya ni una platea de cimentación es suficiente para transmitir las cargas de la estructura al suelo, en esos casos es necesario utilizar pilotes.

2.2.1 COEFICIENTE DE BALASTO

En el caso de cimentaciones del tipo losa o viga de cimentación, se suele recurrir al modelo de Winkler o método del coeficiente de balasto. Este coeficiente K, que nos será facilitado a través del informe geotécnico, expresa una constante de proporcionalidad entre presiones y asientos para cada tipo de terreno:

$$P \text{ (T/m}^2\text{)} = K \times \delta \text{ (m)}$$

Cuestiones a considerar

- Se parte de la hipótesis ideal de suelos homogéneos.
- No se tiene en cuenta la interacción entre cimientos próximos.
- Depende de la superficie de la cimentación: relación entre tensiones y asientos.
- El coeficiente de balasto es inversamente proporcional al asiento.

- Se determina en laboratorio, mediante ensayo de placa de carga de diferentes diámetros D (generalmente 30x30cm), cumpliéndose la relación: $K_1 \times D_1 = K_2 \times D_2$

Precauciones

Las vigas y losas de cimentación forman parte de la globalidad de la estructura, ya que están incluidas en la matriz global de la misma. Esto quiere decir que las modificaciones que realicemos sobre ellas, afectarán directamente a los esfuerzos del resto de los elementos que conforman la estructura, especialmente a los pilares.

2.2.1 COEFICIENTE DE BALASTO

Valores orientativos para placa de carga de 30x30cm² (K30).

Tabla 2.4 Coeficiente de Balasto.

Clases de suelo	(K/cm ³)	Clases de suelo	(K/cm ³)
Suelo ligero de turba y cenagoso	0,5 - 1,0	Humus firmemente estratificado con arena y pocas piedras	8,0 - 10,0
Suelo pesado de turba y cenagoso	1,0 - 1,5	Humus firmemente estratificado con arena y muchas piedras	10,0 - 12,0
Arena fina de ribera o playa	1,0 - 1,5	Gravilla arenosa floja	4,0 - 8,0
Arena floja seca	1,0 - 1,3	Gravilla arenosa compacta	9,0 - 25,0
Arena floja húmeda	0,8 - 1,0	Grava fina con mucha arena fina	8,0 - 10,0
Arena media seca	3,0 - 9,0	Grava media con arena fina	10,0 - 12,0
Arena media húmeda	2,0 - 6,0	Grava media con arena gruesa	12,0 - 15,0
Arena compacta seca	9,0 - 20,0	Grava gruesa con arena gruesa	15,0 - 20,0
Arena compacta húmeda	7,0 - 13,0	Grava gruesa con poca arena	15,0 - 20,0
Capa de humus, arena y grava	1,0 - 2,0	Rocas blandas o algo alteradas	>30,0
Arcilla mojada	2,0 - 3,0	Rocas sanas	>500,0
Arcilla húmeda	4,0 - 5,0		
Arcilla seca	6,0 - 9,0		
Arcilla seca dura	> 10,0		
Margas arcillosas	20,0 - 40,0		

UNIDADES: 1 K/cm³ = 10³ T/m³ = 10⁴ kN/m³

Fuente: Cimentaciones de concreto armado en edificaciones - ACI

2.2.2 CARGA PARA DISEÑO

El metrado se realizó con la información tomada de la tesis (ver plano AQ-03 - anexo)

Título: Análisis y diseño de un silo de concreto armado.

Nombre: José Martin Medina Alfarado.

Año: 2002

Concreto

Descripción	Cant.	h	área	m3
Placa	1	30	7.27	218.1
Columnas	4	30	0.588	70.56
Vigas	1	70.82	0.64	45.3248
				333.98
Peso total				801.56

m3
tn

Acero

Descripción	Cant.	h	kg/ml	kg
Placa				
1/2"	1416.4	32	0.99	44871.55
1/2"	600	70.82	0.99	42067.08
Columnas				
1"	30	3.55	3.7	394.05
1/2"	108	160	0.99	17107.2

Peso Total **104.4** tn

Carga Muerta

Descripción	Cantidad	Metrado	Parcial	
Concreto	1.00	801.56	801.56	tn
Acero	1.00	104.44	104.44	tn
Grano (Trigo, Maiz y Soya)	1.00	1,500.00	1,500.00	tn
Otros	1.00	5.00	5.00	tn

Total **2,411.00** tn

2.2.3 ASENTAMIENTO DEDUCIDOS DE PENETRACIÓN ESTANDAR

Terzaghi y Peck dicen que Δp para plateas es la mitad del Δp que se esperaría si la misma estructura estuviese en zapatas.

Tabla 2.5 Valores propuesta para capacidad admisible de plateas en arenas (Terzaghi y Peck 1967)

Densidad Relativa	Suelta	Media	Densa	Muy Densa
N	<10	10-30	30-50	> 50
qa (tsf)	requiere compactación	0.7-2.5	2.5-4.5	> 4.5

Fuente: Dr. Jorge Alva – Cimentaciones superficiales.

Valores basados en máximo asentamiento de 2 pulg.

La profundidad del estrato de arena es mayor que el ancho B de la platea y el nivel freático está cercano o por encima de la base.

Si la profundidad de la roca es mucho menor que B/2, o si el nivel freático está a una profundidad mayor que B/2, los valores de capacidad admisible pueden incrementarse.

Se presume que las curvas están distribuidas uniformemente en la base del edificio. Si existen diferentes partes con diferentes cargas admisibles, se deben construir juntas de construcción.

Terzaghi y Peck indican el omitir el efecto del ancho de la platea al escoger el esfuerzo admisible.

También sugieren realizar por lo menos seis sondajes y tomar el sondaje con el menor promedio de N para ser utilizado en el diseño. Terzaghi y Peck proponen un asentamiento máximo tolerable de 2 pulgadas, porque este asentamiento producirá un asentamiento diferencial máximo Δp de 3/4 pulg.

$$\rho_{(\text{pulg.})} = \frac{3\Delta q_a(\text{tsf})}{N} \left(\frac{2B}{1+B}\right)^2 \quad (2.37)$$

- ρ = Asentamiento (pulg., cm)
 q = Esfuerzo total en la base de la zapata
 Δq = Esfuerzo neto en la base de la zapata = $q - d$ y $- u$
 Δq_a = q admisible (diseño)

Cálculo:

Dato

$B = 149.5 \text{ m}$

$N = 40$

$\Delta q_a = 3.5 \text{ tsf}$

Remplazando los datos en la ecuación 2.37

$$\rho = 1.03 \text{ pulg.} < 2 \text{ pulg.}$$

2.2.4 CÁLCULO ESTRUCTURAL DE LOSA DE CIMENTACIÓN

Datos;

$$\begin{aligned}
 F'c &= 210 && \text{kg/cm}^2 \\
 Fy &= 4200 && \text{kg/cm}^2 \\
 gc &= 2400 && \text{kg/m}^3 \\
 qa &= 2.5 && \text{kg/cm}^2 \\
 Ks &= 2 && \text{kg/cm}^3 \\
 S/C &= 450 && \text{Kg/m}^2 \\
 gm1 &= 2100 && \text{kg/m}^3
 \end{aligned}$$

COLUMNA	P _D (ton)	P _L (ton)	P _u
1	2411	35	2446
2	2411	35	2446
3	2411	35	2446
4	2411	35	2446
5	2411	35	2446
6	2411	35	2446
7	2411	35	2446
8	2411	35	2446
9	2411	35	2446
10	2411	35	2446
11	2411	35	2446
12	2411	30	2441
13	2411	30	2441
14	2411	30	2441
15	2411	30	2441
16	2411	30	2441
17	2411	30	2441
18	2411	30	2441
19	2411	30	2441
20	2411	30	2441
21	2411	30	2441
22	2411	30	2441
23	2411	30	2441
24	2411	30	2441
25	2411	30	2441
26	2411	30	2441
27	2411	30	2441
28	2411	30	2441

COLUMNA	P _D (ton)	P _L (ton)	P _u
29	2411	30	2441
30	2411	30	2441
31	2411	30	2441
32	2411	30	2441
33	2411	30	2441
34	2411	30	2441
35	2411	30	2441
36	2411	30	2441
37	2411	30	2441
38	2411	30	2441
39	2411	30	2441
40	2411	30	2441
41	2411	30	2441
42	2411	30	2441
43	2411	30	2441
44	2411	30	2441
45	2411	30	2441
46	2411	30	2441
47	2411	30	2441
48	2411	30	2441
49	2411	30	2441
50	2411	30	2441
51	2411	30	2441
52	2411	30	2441
53	2411	30	2441
54	2411	30	2441
55	2411	30	2441
	132605	1705	134310

A) C ÁLCULO DE ESPESOR DE LOSA

Se asumirá cada silo como una columna.

Método de diseño asumido

$t = 70 \text{ cm.}$

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{3K_s}{Et^3}} \quad (2.38)$$

$E = 15000 \cdot \sqrt{F'c}$

$\lambda = 0.0029 \text{ m}^{-1}$

$$\frac{1.75}{\lambda} = 5.84 ; \quad L_c = 14 \text{ m}$$

$$\frac{1.75}{\lambda} < L_c \quad (2.39)$$

$5.84 < 14 \text{ OK!}$

Área de losa

$A = B \times L$

$B = 149.5 \text{ m}$

$L = 65.5 \text{ m}$

$\Rightarrow A = 9792.25 \text{ m}^2$

Presiones del suelo

$$q_n = q_a - \gamma h_t - \gamma c h_c - s/c \quad (2.40)$$

$h_t = d_f - t, \quad d_f = 90 \text{ cm}; \quad t = 70 \text{ cm}$

$h_t = 90 - 70 = 20 \text{ cm.}$

$q_n = 2.245 \text{ kg/cm}^2$

B) PRESIÓN POR DEBAJO DE PUNTOS PERIMETRALES

$$X' = \frac{\sum P_i X_i}{P_i} ; \quad Y' = \frac{\sum P_i Y_i}{P_i} \quad (2.41)$$

$ex = X' - B/2$

$$q = (Pu/a) + - (MyX / Iy) + - (MxY / Ix) \quad (2.42)$$

$Pu = 1.4Pd + 1.7PI$

$Ix = BL^3/12$

$Iy = LB^3/12$

Tabla 2.6 Calculo de Xi, Yi, PuXi y PuYi de cada columna.

COLUMNA	P _D (ton)	P _L (ton)	P _u	X _i	P _u X _i	Y _i	P _u Y _i
1	2411	35	2446	4.75	11618.5	60.75	148594.5
2	2411	35	2446	18.75	45862.5	60.75	148594.5
3	2411	35	2446	32.75	80106.5	60.75	148594.5
4	2411	35	2446	46.75	114350.5	60.75	148594.5
5	2411	35	2446	60.75	148594.5	60.75	148594.5
6	2411	35	2446	74.75	182838.5	60.75	148594.5
7	2411	35	2446	88.75	217082.5	60.75	148594.5
8	2411	35	2446	102.75	251326.5	60.75	148594.5
9	2411	35	2446	116.75	285570.5	60.75	148594.5
10	2411	35	2446	130.75	319814.5	60.75	148594.5
11	2411	35	2446	144.75	354058.5	60.75	148594.5
12	2411	30	2441	4.75	11594.75	46.75	114116.75
13	2411	30	2441	18.75	45768.75	46.75	114116.75
14	2411	30	2441	32.75	79942.75	46.75	114116.75
15	2411	30	2441	46.75	114116.75	46.75	114116.75
16	2411	30	2441	60.75	148290.75	46.75	114116.75
17	2411	30	2441	74.75	182464.75	46.75	114116.75
18	2411	30	2441	88.75	216638.75	46.75	114116.75
19	2411	30	2441	102.75	250812.75	46.75	114116.75
20	2411	30	2441	116.75	284986.75	46.75	114116.75
21	2411	30	2441	130.75	319160.75	46.75	114116.75
22	2411	30	2441	144.75	353334.75	46.75	114116.75
23	2411	30	2441	4.75	11594.75	32.75	79942.75
24	2411	30	2441	18.75	45768.75	32.75	79942.75
25	2411	30	2441	32.75	79942.75	32.75	79942.75
26	2411	30	2441	46.75	114116.75	32.75	79942.75
27	2411	30	2441	60.75	148290.75	32.75	79942.75
28	2411	30	2441	74.75	182464.75	32.75	79942.75

Continua Tabla 2.6

COLUMNA	P _D (ton)	P _L (ton)	P _u	X _i	P _u X _i	Y _i	P _u Y _i
29	2411	30	2441	88.75	216638.75	32.75	79942.75
30	2411	30	2441	102.75	250812.75	32.75	79942.75
31	2411	30	2441	116.75	284986.75	32.75	79942.75
32	2411	30	2441	130.75	319160.75	32.75	79942.75
33	2411	30	2441	144.75	353334.75	32.75	79942.75
34	2411	30	2441	4.75	11594.75	18.75	45768.75
35	2411	30	2441	18.75	45768.75	18.75	45768.75
36	2411	30	2441	32.75	79942.75	18.75	45768.75
37	2411	30	2441	46.75	114116.75	18.75	45768.75
38	2411	30	2441	60.75	148290.75	18.75	45768.75
39	2411	30	2441	74.75	182464.75	18.75	45768.75
40	2411	30	2441	88.75	216638.75	18.75	45768.75
41	2411	30	2441	102.75	250812.75	18.75	45768.75
42	2411	30	2441	116.75	284986.75	18.75	45768.75
43	2411	30	2441	130.75	319160.75	18.75	45768.75
44	2411	30	2441	144.75	353334.75	18.75	45768.75
45	2411	30	2441	4.75	11594.75	4.75	11594.75
46	2411	30	2441	18.75	45768.75	4.75	11594.75
47	2411	30	2441	32.75	79942.75	4.75	11594.75
48	2411	30	2441	46.75	114116.75	4.75	11594.75
49	2411	30	2441	60.75	148290.75	4.75	11594.75
50	2411	30	2441	74.75	182464.75	4.75	11594.75
51	2411	30	2441	88.75	216638.75	4.75	11594.75
52	2411	30	2441	102.75	250812.75	4.75	11594.75
53	2411	30	2441	116.75	284986.75	4.75	11594.75
54	2411	30	2441	130.75	319160.75	4.75	11594.75
55	2411	30	2441	144.75	353334.75	4.75	11594.75
	132605	1705	134310	4111.25	10039672.5	1801.25	4400192.5

Fuente: Edwin Chinchá Cossio

$$X' = 1003672.5 \cdot 100 / 134310 = 7475 \text{ cm}$$

$$e_x = (7475 - 149.5 \cdot 100 / 2) = 0 \text{ cm}$$

$$Y' = 4400192.5 \cdot 100 / 134310 = 3276.1 \text{ cm}$$

$$e_y = (3276.1 - 65.5 \cdot 100 / 2) = 1.15 \text{ cm}$$

Entonces en ;

$$q = (P_u/a) + - (M_y X / I_y) + - (M_x Y / I_x)$$

$$P_u = 1.4 \cdot 134310 + 1.7 \cdot 1705 = 188\,622\,000 \text{ kg}$$

$$I_x = 149.5 \cdot 65.5^3 / 12 = 3\,500\,933 \text{ m}^4$$

$$I_y = 65.5 \cdot 149.5^3 / 12 = 18\,238\,269.6 \text{ m}^4$$

$$q = 1.92 - 0x - 6.7 \cdot 10^{-07}Y$$

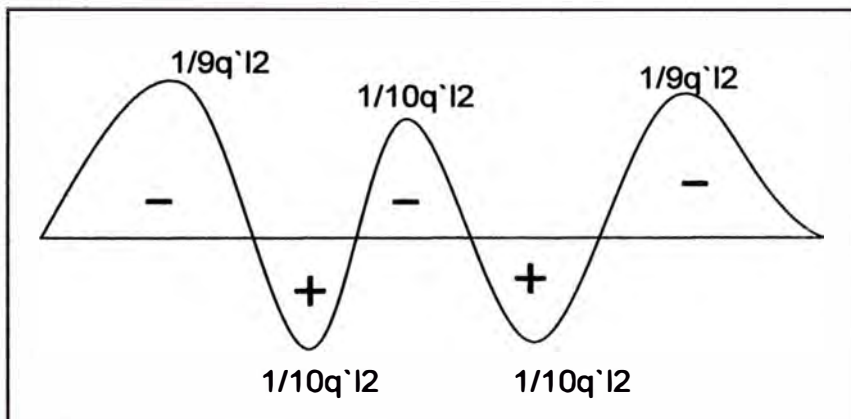
$$q \leq q_n$$

COLUMNA	Pu/A	X(cm.)	OX	Y(cm.)	1.44E-06y	q(kg/cm ²)	q<=qn
A	1.92	-7400	0	3275	-0.0219425	1.898	2.45 OK!
A1	1.92	-6300	0	3275	-0.0219425	1.898	2.45 OK!
A2	1.92	-4900	0	3275	-0.0219425	1.898	2.45 OK!
A3	1.92	-3500	0	3275	-0.0219425	1.898	2.45 OK!
A4	1.92	-2100	0	3275	-0.0219425	1.898	2.45 OK!
A5	1.92	-700	0	3275	-0.0219425	1.898	2.45 OK!
A6	1.92	700	0	3275	-0.0219425	1.898	2.45 OK!
A7	1.92	2100	0	3275	-0.0219425	1.898	2.45 OK!
A8	1.92	3500	0	3275	-0.0219425	1.898	2.45 OK!
A9	1.92	4900	0	3275	-0.0219425	1.898	2.45 OK!
A10	1.92	6300	0	3275	-0.0219425	1.898	2.45 OK!
A11	1.92	7400	0	3275	-0.0219425	1.898	2.45 OK!
B	1.92	-7400	0	2100	-0.01407	1.906	2.45 OK!
B1	1.92	7400	0	2100	-0.01407	1.906	2.45 OK!
C	1.92	-7400	0	700	-0.00469	1.915	2.45 OK!
C1	1.92	7400	0	700	-0.00469	1.915	2.45 OK!
D	1.92	-7400	0	-700	0.00469	1.925	2.45 OK!
D1	1.92	7400	0	-700	0.00469	1.925	2.45 OK!
E	1.92	-7400	0	-2100	0.01407	1.934	2.45 OK!
E1	1.92	7400	0	-2100	0.01407	1.934	2.45 OK!
F	1.92	-7400	0	-3275	0.0219425	1.942	2.45 OK!
F1	1.92	-6300	0	-3275	0.0219425	1.942	2.45 OK!
F2	1.92	-4900	0	-3275	0.0219425	1.942	2.45 OK!
F3	1.92	-3500	0	-3275	0.0219425	1.942	2.45 OK!
F4	1.92	-21	0	-3275	0.0219425	1.942	2.45 OK!
F5	1.92	-70	0	-3275	0.0219425	1.942	2.45 OK!
F6	1.92	70	0	-3275	0.0219425	1.942	2.45 OK!
F7	1.92	21	0	-3275	0.0219425	1.942	2.45 OK!
F8	1.92	3500	0	-3275	0.0219425	1.942	2.45 OK!
F9	1.92	4900	0	-3275	0.0219425	1.942	2.45 OK!
F10	1.92	6300	0	-3275	0.0219425	1.942	2.45 OK!
F11	1.92	7400	0	-3275	0.0219425	1.942	2.45 OK!

C) DISEÑO POR FLEXIÓN

El diagrama de momento para 3 o más tramos

Fig 2.8 Diagrama de momento para 3c o mas tramos



Fuente: Cimentaciones de concreto armado en edificaciones - ACI

L= distancia entre ejes de columnas (m)

q' = Presión promedio por franja y por metro de ancho (tn/m)

Franja	q(kg/cm2)	qprom(tn/m2)	L (m)	1/9qpromL2	1/10 qpromL2
A	1.898	1.899	14.00	41.36	37.22
A1	1.898				
A2	1.898				
A3	1.898				
A4	1.898				
A5	1.898				
A6	1.898				
A7	1.898				
A8	1.898				
A9	1.898				
A10	1.898				
A11	1.898				
B	1.906	1.911	14.00	41.61	37.45
B1	1.906				
B	1.906				
C	1.915	1.920	14.00	41.81	37.63
C1	1.915				
C	1.915				
D	1.925	1.929	14.00	42.02	37.82
D1	1.925				
D	1.925				
E	1.934	1.941	14.00	42.27	38.04
E1	1.934				
E	1.934				
E1	1.934				
F	1.942				
F1	1.942				
F2	1.942				
F3	1.942				
F4	1.942				
F5	1.942				
F6	1.942				
F7	1.942				
F8	1.942				
F9	1.942				
F10	1.942				
F11	1.942				

Franja	q(kg/cm2)	qprom(tn/m2)	L (m)	1/9qpromL2	1/10 qpromL2
A	1.898	1.920	14.00	41.81	37.63
B	1.906				
C	1.915				
D	1.925				
E	1.934				
F	1.942				
A1	1.898				
F1	1.942				
A1	1.898				
F1	1.942				
A2	1.898	1.920	14.00	41.81	37.63
A2	1.898				
F1	1.942				
F2	1.942				
A2	1.898				
A3	1.898	1.920	14.00	41.81	37.63
A3	1.898				
F2	1.942				
F3	1.942				
A3	1.898				
A4	1.898	1.920	14.00	41.81	37.63
A4	1.898				
F3	1.942				
F4	1.942				
A4	1.898				
A5	1.898	1.920	14.00	41.81	37.63
A5	1.898				
F4	1.942				
F5	1.942				
A5	1.898				
A6	1.898	1.920	14.00	41.81	37.63
A6	1.898				
F5	1.942				
F6	1.942				
A7	1.898				
A8	1.898	1.920	14.00	41.81	37.63
A8	1.898				
F7	1.942				
F8	1.942				
A8	1.898				
A9	1.898	1.920	14.00	41.81	37.63
A9	1.898				
F8	1.942				
F9	1.942				
A9	1.898				
A10	1.898	1.920	14.00	41.81	37.63
A10	1.898				
F9	1.942				
F10	1.942				
A10	1.898				
A11	1.898	1.920	14.00	41.81	37.63
B1	1.906				
C1	1.915				
D1	1.925				
E1	1.934				
F11	1.942				
F10	1.942				

$$M_{max} = 42.27 \cdot 10^5$$

$$f_s = 0.40 \quad f_y = 0.40 \cdot 4200 = 1680 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_c = 0.45 f'_c = 0.45 \cdot 210 = 94.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} \quad (2.43)$$

$$n = \frac{2.1 \cdot 10^7}{2.17 \cdot 10^6} = 9$$

$$k = \frac{1}{1 + \frac{f_s}{n \cdot f_c}} \quad (2.44)$$

$$k = 0.336$$

$$j = 1 - k/3 \quad (2.45)$$

$$j = 0.88$$

$$K = 1/2 f_c \cdot k \cdot j \quad (2.46)$$

$$K = 14.10$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d_{min} = \sqrt{\frac{M}{Kb}} \quad (2.47)$$

$$d_{min} = 54.8 \text{ cm}$$

Espesor mínimo:

$$t = d_{min} + \text{recubrimiento} + \text{diam de varilla}/2$$

$$t = 54.8 + 7.5 + 2.5/2 = 63.55 \text{ cm} < 70 \text{ cm OK!}$$

Acero de refuerzo:

$$j = 0.88$$

$$f_s = 1680$$

$$A_s = M / (f_s \cdot j \cdot d) \tag{2.48}$$

$$A_{s \text{ min}} = 0.0018 \cdot b \cdot d = 0.18 \cdot d$$

Valor de d:

$$\text{Recubrimiento superior} = 5 \text{ cm}$$

$$\text{Recubrimiento inferior} = 7.5 \text{ cm}$$

Refuerzo Superior:

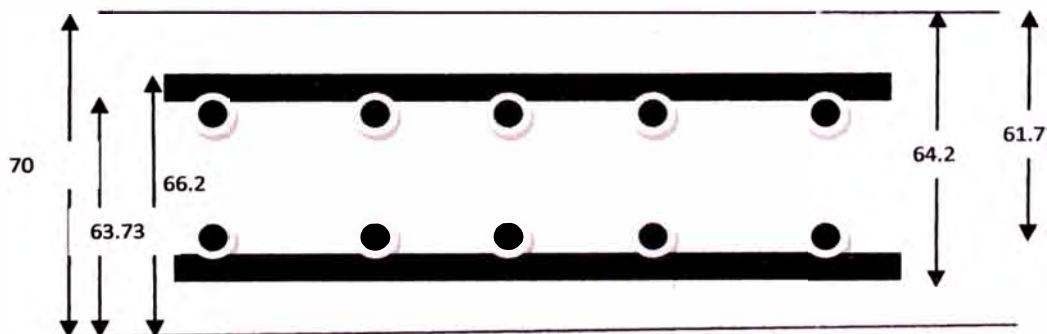
$$70 - 5 - 2.54/2 = 63.73 \text{ cm}$$

$$70 - 5 - 2.54 - 2.54/2 = 61.19 \text{ cm}$$

Refuerzo Inferior:

$$70 - 7.5 - 2.54/2 = 61.23 \text{ cm}$$

$$70 - 7.5 - 2.54 - 2.54/2 = 58.69 \text{ cm}$$



Franja	Coefficiente de Momento	d (cm)	M (tn-m/m)	As (cm ²)	As (min)	s (cm) Ø1" @
1	1/9 (-)	63.73	41.36	43.5024798	11.4714	12
	1/10 (-)	61.23	41.36	45.2786712	11.0214	11
	1/10 (+)	61.23	37.22	40.7508041	11.0214	12
2	1/9 (-)	63.73	41.61	43.7644742	11.4714	12
	1/10 (-)	61.23	41.61	45.5513628	11.0214	11
	1/10 (+)	61.23	37.45	40.9962265	11.0214	12
3	1/9 (-)	63.73	41.81	43.9793316	11.4714	12
	1/10 (-)	61.23	37.63	41.1974934	11.0214	12
	1/10 (+)	61.23	37.63	41.1974934	11.0214	12
4	1/9 (-)	63.73	42.02	44.194189	11.4714	11
	1/10 (-)	63.73	38.04	40.0105651	11.4714	13
	1/10 (+)	61.23	38.04	41.6441828	11.0214	12
5	1/9 (-)	63.73	42.27	44.4561834	11.4714	11
	1/10 (-)	63.73	38.04	40.0105651	11.4714	13
	1/10 (+)	61.23	38.04	41.6441828	11.0214	12
6 al 15	1/9 (-)	63.73	41.81	43.9793316	11.4714	12
	1/10 (-)	63.73	37.63	39.5813984	11.4714	13
	1/10 (+)	61.23	37.63	41.1974934	11.0214	12

D) VERIFICACIÓN DE LA FUERZA CORTANTE

$$V_u = 1.0 q' L/2 \quad (\text{Fuerza cortante actuante}) \quad (2.49)$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d = 58.69 \text{ cm (se toma el más pequeño)}$$

$$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_c = 0.29 \cdot V_f \cdot f'c \cdot b \cdot d \quad (\text{Fuerza cortante permisible}) \quad (2.50)$$

$$V_c = 0.2 \cdot V \cdot 210 \cdot 100 \cdot 58.69 = 17.00 \text{ tn}$$

Franja	q' (tn/m)	L (m)	Vu (tn)
1	1.899	14.00	13.29
2	1.911	14.00	13.37
3	1.920	14.00	13.44
4	1.929	14.00	13.51
5	1.941	14.00	13.59
6	1.920	14.00	13.44
7	1.920	14.00	13.44
8	1.920	14.00	13.44
9	1.920	14.00	13.44
10	1.920	14.00	13.44
11	1.920	14.00	13.44
12	1.920	14.00	13.44
13	1.920	14.00	13.44
14	1.920	14.00	13.44
15	1.920	14.00	13.44

$$Vu_{\max} = 13.59 \text{ tn}$$

$$Vu_{\max} < Vc$$

$$13.59 < 17 \text{ OK!}$$

CAPÍTULO III DISEÑO DE PAVIMENTO RÍGIDO PARA ALMACEN

Sub base

Para CBR = 13.2

Espesor de Sub base = 0.15m (ver tabla 3.1)

Tabla 3.1 - Espesor de sub-base y capa de rodadura para varios valores CBR

CBR de Subrasante [%]	Espesor Capa de Rodadura [mm]	Espesor de Sub-base [mm]
1	600	150
2	350	150
3	250	150
5 – 7	No requerido	225
10 - 30	No requerido	150

Fuente: Apuntes de clases –Ing. Scipion

3.1 CARGA PARA DISEÑO

En muchos almacenes y edificios industriales, los materiales son almacenados directamente sobre el terreno. Los esfuerzos de flexión en la losa son generalmente menores que los producidos por cargas concentradas. El diseño debe prevenir la formación de grietas y fisuras en los pasillos debidas al momento negativo y debe prevenir asentamientos excesivos. Normalmente no se combina el efecto de un camión elevador operando en los pasillos entre áreas uniformemente cargadas, debido a que los momentos producidos generalmente se compensan uno a otro. Sin embargo, siempre se consideran en el diseño los casos individuales.

Para cargas uniformes, las variables que afectan el diseño de la losa sobre el terreno son:

- Máxima intensidad de la carga.

- Ancho y longitud del área cargada.
- Ancho del pasillo.
- Presencia de una junta paralela al pasillo.

Las cargas de los materiales almacenados al azar, normalmente no son predecibles, ni son constantes durante la vida de servicio de la losa. Por lo tanto, la losa deberá ser diseñada para el mayor caso crítico. El momento máximo en el centro de un pasillo es función de su ancho, así como también de otros parámetros. Para un módulo de reacción de la subrasante, módulo de rotura y espesor de la losa determinada, hay un ancho de pasillo que maximiza el momento en el centro del pasillo. Este ancho crítico de pasillo es importante en el diseño. Los pasillos más amplios son generalmente menos críticos

$$\rho_{\text{Fertilizante}} = 1.1 \text{ tn/m}^3$$

$$\text{Área} = 23 * 98 = 2208 \text{ m}^2 \text{ (plano AQ-1 –Anexos)}$$

$$H = 4 \text{ m}$$

$$V = (\text{Área} * H)/3 \quad (3.1)$$

$$V = 2944 \text{ m}^3$$

$$\text{Carga puntual} = V * \rho \quad (3.2)$$

$$\text{Carga Puntual} = 2944 * 1.1 = 3238.4 \text{ tn}$$

$$\text{Carga uniforme} = 3238.4 / 2208 = 1.46 \text{ tn-m}^2$$

3.2 DISEÑO ESTRUCTURAL

Se asume un paño de 5x5m para su diseño estructural.

$$\text{Area} = 5 \times 5 = 25 \text{m}^2$$

3.2.1 ESPESOR DE LOSA

Por Punzonamiento (similar a la losa de cimentación):

$$V_u = \text{Carga uniforme} \times \text{área} \quad (3.3)$$

$$V_u = 1.1 \times 25 = 36.6 \text{ tn}$$

$$V_c = 0.53 V_f'c \times b_o d \quad (3.4)$$

b_o = perímetro del paño

d = espesor de losa.

$$V_c = 0.53 \times V_{210} \times 20 \times d = 153.6 d$$

$$V_c = V_u$$

$$153.6 d = 36.6$$

$$d = 0.23$$

Entonces se toma

$$d = 25 \text{ cm.}$$

3.3.2 DISEÑO DE LOSAS ARMADAS EN DOS DIRECCIONES SEGÚN EL JOINT COMITEE ASCE-ACI 1940

Este método de diseño es aplicable sólo a losas armadas en dos sentidos apoyadas en vigas o muros. Se definen los siguientes parámetros:

l_s : Luz menor del paño analizado medida centro a centro de los apoyos o luz libre más dos veces el espesor de la losa, el que sea menor.

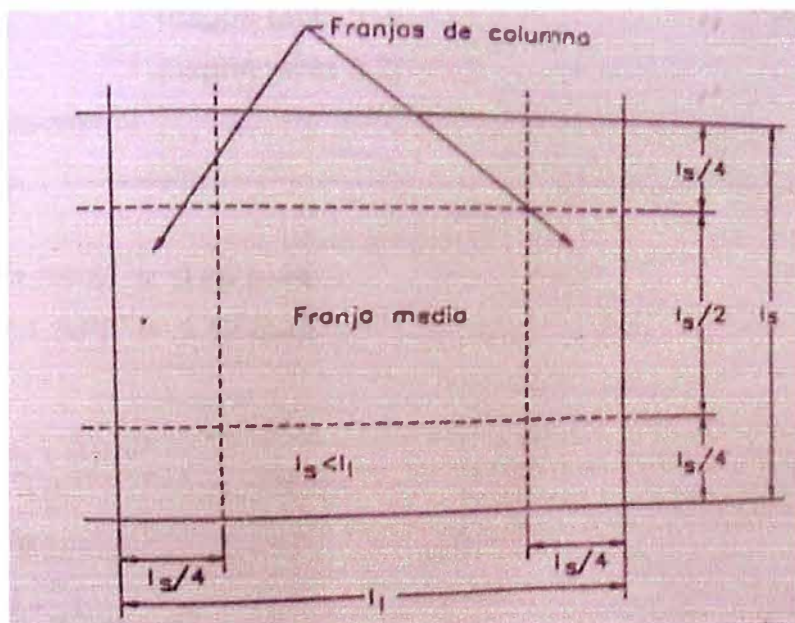
l_l : Luz mayor del paño analizado determinada con los mismos criterios que la luz menor.

q_u : Carga amplificada uniforme por unidad de área.

m : Cociente de la luz menor del paño entre la luz mayor, $m=l_s/l_l$.

La losa se considera dividida en franjas medias y franjas de columna como se muestra en la figura 3.1. La sección crítica para el máximo momento negativo se ubica en la cara de las vigas y para el máximo positivo, en el centro de los paños. Los momentos, en la dirección mayor y menor, se calculan a través de la siguiente expresión:

Fig. 3.1 Franjas medidas y franjas de columna según el método del Joint Comitee ASCE-ACI



Fuente: Diseño de concreto armado- Morales Roberto

Tabla 3.2 Coeficiente para cálculo de los momentos de diseño de la losa apoyadas en viga.

Momentos	Luz corta						Luz larga para todo m
	Valor de m						
	1.0	0.9	0.8	0.7	0.6	≤0.5	
Panel interior							
Momento negativo en:							
Extremo continuo	0.033	0.040	0.045	0.055	0.063	0.083	0.033
Extremo discontinuo	-	-	-	-	-	-	-
Momento positivo	0.025	0.030	0.036	0.041	0.047	0.062	0.025
Un extremo discontinuo							
Momento negativo en:							
Extremo continuo	0.041	0.048	0.055	0.062	0.069	0.085	0.041
Extremo discontinuo	0.021	0.024	0.027	0.031	0.035	0.042	0.021
Momento positivo	0.031	0.036	0.041	0.047	0.052	0.064	0.031
Dos extremos discontinuos							
Momento negativo en:							
Extremo continuo	0.049	0.057	0.064	0.071	0.078	0.090	0.049
Extremo discontinuo	0.025	0.028	0.032	0.036	0.039	0.045	0.025
Momento positivo	0.037	0.043	0.048	0.054	0.059	0.068	0.037
Tres extremos discontinuos							
Momento negativo en:							
Extremo continuo	0.058	0.066	0.074	0.082	0.090	0.098	0.058
Extremo discontinuo	0.029	0.033	0.037	0.041	0.045	0.049	0.029
Momento positivo	0.044	0.050	0.056	0.062	0.068	0.074	0.044
Cuatro extremos discontinuos							
Momento negativo en:							
Extremo continuo	-	-	-	-	-	-	-
Extremo discontinuo	0.033	0.038	0.043	0.047	0.053	0.055	0.033
Momento positivo	0.050	0.057	0.064	0.072	0.080	0.083	0.050

Fuente: Diseño de concreto armado- Morales Roberto

$$M = C \cdot W_u \cdot L_s^2 \quad (3.5)$$

$$C^+ = 0.025 \quad (\text{según tabla 3.2})$$

$$C^- = 0.033 \quad (\text{según tabla 3.2})$$

$$W_u = 1.36 \text{ (tn-m)/m}^2$$

$$L_s = 5 \text{ m}$$

$$M^+ = 0.025 \cdot 1.36 \cdot 5^2 = 0.85 \text{ tn-m}$$

$$M^- = 0.033 \cdot 1.36 \cdot 5^2 = 1.12 \text{ tn-m}$$

$$M_u = \frac{(W_{nu} \times B)L_v^2}{2} \quad (3.6)$$

$$A_s = \frac{M_u}{\bar{y}F_y(d - \frac{a}{2})} \quad (3.7)$$

$$a = \frac{A_s \cdot F_y}{0.85 f' c b} \quad (3.8)$$

Para momento mayor

$$(3.7)$$

$$M = 1.12 \text{ tn-m}$$

$$a = 0.08$$

$$A_s = 1.8 \text{ cm}^2$$

Para varilla de 3/8"

Doble malla \varnothing 3/8" @ 0.30

3.3.3 JUNTAS EN PAVIMENTO RÍGIDO

El concreto se expande y se contrae con los cambios de humedad y temperatura. La tendencia general es contraerse y esto causa agrietamiento a edad temprana. Las grietas irregulares son feas y difícil de manejar, pero por lo general no afecta la integridad del concreto.

Junta de Construcción

La junta de construcción se coloca en una losa para definir la extensión de los vaciados individuales, generalmente en conformidad con una distribución predefinida de juntas. Si el vaciado se va interrumpir un tiempo suficiente para que endurezca el concreto vertido, se debe usar junta de construcción.

En losas planas de concreto, no reforzadas, el espaciamiento **de 24 a 36 veces el espesor de la losa**, con un máximo de 5.5m entre juntas generalmente ha producido resultados aceptables.

Para la losa $e = 25 \text{ cm}$

$$24 * e = 24 * 25 = 6 \text{ m}$$

$$36 * e = 36 * 25 = 9 \text{ m}$$

$$\text{Max} = 5.5 \text{ m.}$$

Por lo tanto el paño 5 X 5 Asumido cumple.

Juntas con dowels (Mecanismo de transferencia de carga)

Se recomienda esta junta cuando se requiera transferencia de carga positiva, a menos que se provea un pos tensado a través de la junta.

Los dowels fuerzan al concreto de ambos lados de la junta a flexionar igualmente cuando están sujeto a una carga, y ayuda a prevenir daños en las esquinas.

En la tabla 3.3 se proporciona las dimensiones y espaciamento recomendados de dowels

Tabla 3.3 Coeficiente para cálculo de los momentos de diseño de la losa apoyadas en viga.

Espesor de losa	Diámetro dowels	Longitud total dowels*	Espaciamento dowels, centro a centro
Pulg.	Pulg.	Pulg.	Pulg.
5-6	3/4	16	12
7-8	1	18	12
9-11	1 1/4	18	12
mm	mm	mm	mm
125-500	19	400	300
175-200	25	450	300
225-275	30	450	300

Fuente: Pavimentos y Piso de Concreto – ACI Perú.

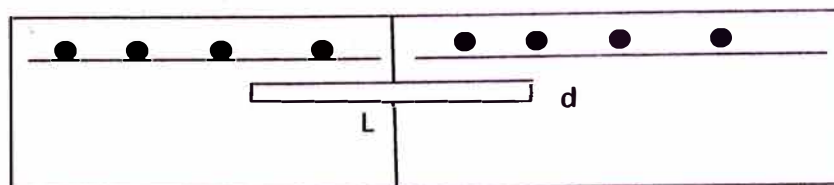
Para la losa $e = 25 \text{ cm}$

Por tanto según tabla 3.3:

Diámetro de dowels (d) = 3 cm

Longitud de dowels (L) = 45 cm

Espaciamento de dowels = 30cm



4.2 COSTO PARA PAVIMENTO RIGIDO PARA HANGARES

PRESUPUESTO PAVIMENTO RIGIDO PARA LOS HANGARES

Obra : ALMACENES DEL PUERTO SALAVERRY
 Propietario : ENAPU
 Fecha : enero 2011

ITEM	Descripción	Und	Cant.	P. unitario	P. parcial
1.00	EXCAVCIÓN				
1.02	Excavacion masivo con equipo	m3	1000	S/. 5.12	S/. 5,120.00
1.03	Eliminacion de material excedente con equipo	m3	1300	S/. 36.87	S/. 47,931.00
	Relleno con material de prestamo afirmado	m3	375	S/. 44.12	S/. 16,545.00
2.00	Concreto armado				
2.01	acero	kg	3733.333333	S/. 3.73	S/. 13,925.33
2.02	Encofrado y desencofrado	m2	187.5	S/. 47.26	S/. 8,861.25
2.03	Concreto 210gk/cm2 - TipoV	m3	625	S/. 450.00	S/. 281,250.00

Costo Directo		373,632.58
Utilidades	5%	18,681.63
GG	10%	37,363.26
Sub Total		429,677.47
IGV	19%	81,638.72
Total S/.		511,316.19

4.3 COSTO DE CIMENTACIÓN PARA SILOS

PRESUPUESTO PLATEA DE CIMENTACIÓN PARA SILOS

Obra : ALMACENES DEL PUERTO SALAVERRY
 Propietario : ENAPU
 Fecha : enero 2011

ITEM	Descripción	Und	Cant.	P. unitario	P. parcial
1.00	EXCAVCIÓN				
1.02	Excavacion masivo con equipo	m3	7060.21225	S/. 5.12	S/. 36,148.29
1.03	Eliminacion de material excedente con equipo	m3	9178.275925	S/. 36.87	S/. 338,403.03
3.00	Concreto simple				
3.01	Solado 3" espesor	m2	9792.25	S/. 21.64	S/. 211,904.29
2.00	Concreto armado				
2.01	acero	kg	712218	S/. 3.73	S/. 2,656,573.14
2.02	Encofrado y desencofrado	m2	430	S/. 47.26	S/. 20,321.80
2.03	Concreto 210gk/cm2 - TipoV	m3	7060.21225	S/. 450.00	S/. 3,177,095.51

Costo Directo		6,440,446.06
Utilidades	5%	322,022.30
GG	10%	644,044.61
Sub Total		7,406,512.97
IGV	19%	1,407,237.46
Total S/.		8,813,750.44

CONCLUSIONES

1. El pre dimensionamiento fue ajustado en su valor con el cálculo estructural saliendo al final una zapata cuadrada de 2.25m.
2. El asentamiento de la zapatas producidas por los pórticos de los hangares es 0.09 cm cumpliendo con lo permisible que es de 5 cm para este tipo de estructuras.
3. Para grandes cargas que soportaría un suelo de baja capacidad admisible es apropiado el diseño de una estructura de una losa de cimentación por su asentamiento mínimo.
4. Según la fuerza cortante en la losa de cimentación puede ser su peralte menor, pero se deja con ese valor (70 cm) para que en algún momento este silo pueda ser usado para almacenar un producto de mayor densidad.
5. Para el análisis de diseño estructural del pavimento rígido, se analizo como una losa armada en dos direcciones apoyados en sus cuatro lados.
6. Se puede apreciar que el costo por m² de una losa de cimentación es S/. 900.00 y de la cimentación para un hangar por m² es de S/ 225.00.
7. Para el cálculo del presupuesto se toma en consideración el costo del concreto premezclado preparado con cemento tipo V, ya que por su ubicación esta expuestas a las aguas marinas.

RECOMENDACIONES

1. Se recomienda no aplicar mas carga de lo que se usa para su diseño, debido a que se puede producir asentamientos no esperados.
2. Se recomienda hacer este pre dimensionamiento ya que da idea inicial de las dimensiones que puede tener la zapata.
3. Es recomendable para suelos de baja capacidad portante y que soportará grandes cargas el uso de una losa de cimentación.
4. Se recomienda que la losa de cimentación debe mantener su peralte de diseño para que cumpla su diseño, esto es básicamente en su ejecución.
5. Para este trabajo no se tomo en cuenta el comportamiento de licuación de suelo, sería un complemento al análisis del diseño realizado la consideración de dicho comportamiento, la cual podría ser tema de otro trabajo.
6. Por la ubicación y los agentes corrosivos se recomienda el uso de cemento tipo V para la fabricación del concreto.

BIBLIOGRAFÍA

ACI, Cimentaciones de concreto armado en edificaciones, Lima, 1998

BRAJA; Das, Principio de Ingeniería de Cimentaciones, México, 2002, 4ª Edición.

HARMSSEN, Teodoro E.; Diseño de Estructuras en Concreto Armado, Lima, 2002, 3ª Edición.

Morales, Roberto, Diseño de Concreto Armado, Lima, 2006

Scipion Piñela Eddy, Apuntes de Clase – Diseño de Pavimento, Lima 2011.

Páginas web consultadas.

http://www.cismid.uni.edu.pe/descargas/a_labgeo/labgeo26_p.pdf

<http://publiespe.espe.edu.ec/academicas/hormigon/hormigon08-a.htm>

<http://publiespe.espe.edu.ec/academicas/hormigon/hormigon08-a.htm>

<http://blogtecnico.coag.es/wp-content/uploads/2008/07/fe03.pdf> (coef balasto)

ANEXOS

ESTUDIO DE SUELO

CARACTERIZACIÓN DE SUELOS

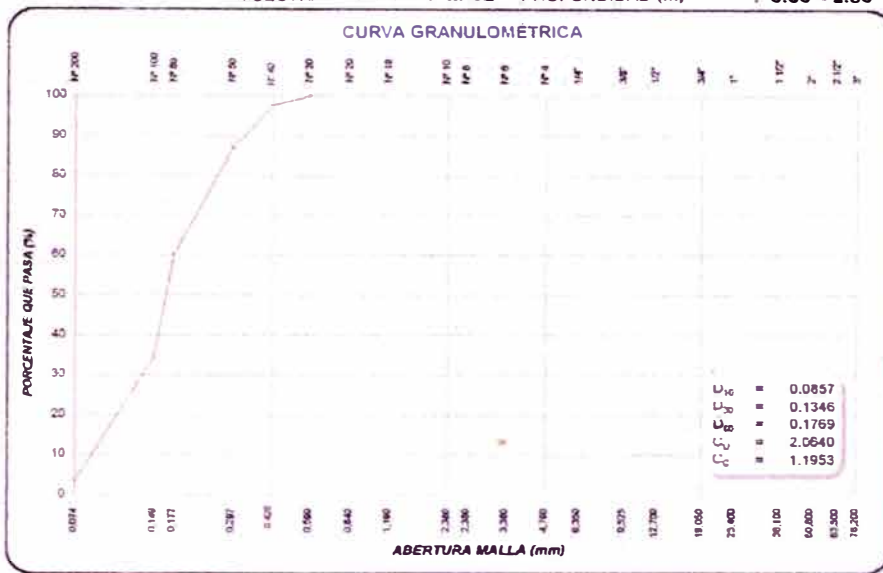
PROYECTO : PUERTO SALAVERRY
 SOLICITADO
 UBICACIÓN

REGISTRO
 TÉCNICO
 FECHA

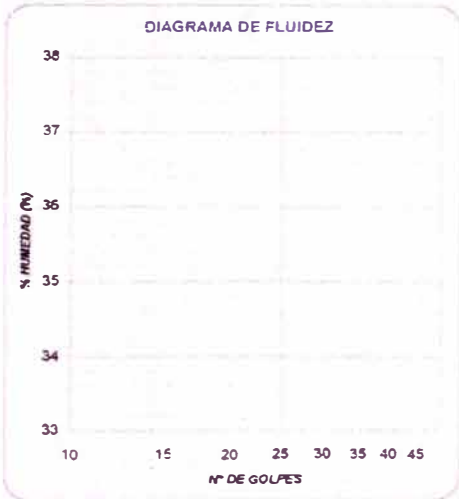
PROGRESIVA : SUELO NATURAL

MUESTRA : C-01 / M-02 PROFUNDIDAD (m) : 0.60 - 2.50

MILLAS SIEDE AMERICANA	GRANULOMETRÍA NTP 339 128 (98)		
	ABERTURA (mm)	RET (%)	PASA (%)
3"	76.200		
2 1/2"	63.500		
2"	50.800		
1 1/2"	38.100		
1"	25.400		
3/4"	19.050		
1/2"	12.700		
3/8"	9.525		
1/4"	6.350		
N° 4	4.750		
N° 5	3.360		
N° 6	2.360		
N° 10	2.000		
N° 16	1.180		
N° 20	0.840		
N° 30	0.590		100.0
N° 40	0.426	2.5	97.5
N° 50	0.297	10.4	87.1
N° 60	0.250	27.0	60.1
N° 100	0.149	25.6	34.5
N° 200	0.074	31.0	3.5
		3.5	-



- FINOS = 44.0% - ARENA = 56.0% - GRAVA = 0.0%



DESCRIPCIÓN :

DESCRIPCION	LIMITE LIQUIDO NTP 339 129 (88)	LIMITE PLÁSTICO NTP 339 129 (98)
ENSAYO N°		
CÁPSULA N°		
PESO CÁPSULA + SUELO HUMEDO gr		
PESO CÁPSULA + SUELO SECO gr		
PESO AGUA gr		
PESO DE LA CÁPSULA gr		
PESO SUELO SECO gr		
CONTENIDO DE HUMEDAD %		
NUMERO DE GOLPES		

NO PLÁSTICO

RESULTADOS DE ENSAYOS			
CONTENIDO DE HUMEDAD NATURAL (%)		NTP 339 127 (95)	8.8
LIMITE LIQUIDO (%)	--	CLASIFICACIÓN	
LIMITE PLÁSTICO (%)	--	SUCS NTP 339 135 (99)	SP
ÍNDICE PLASTICIDAD (%)	NP	AASHTO NTP 339 134 (99)	A-3 (0)

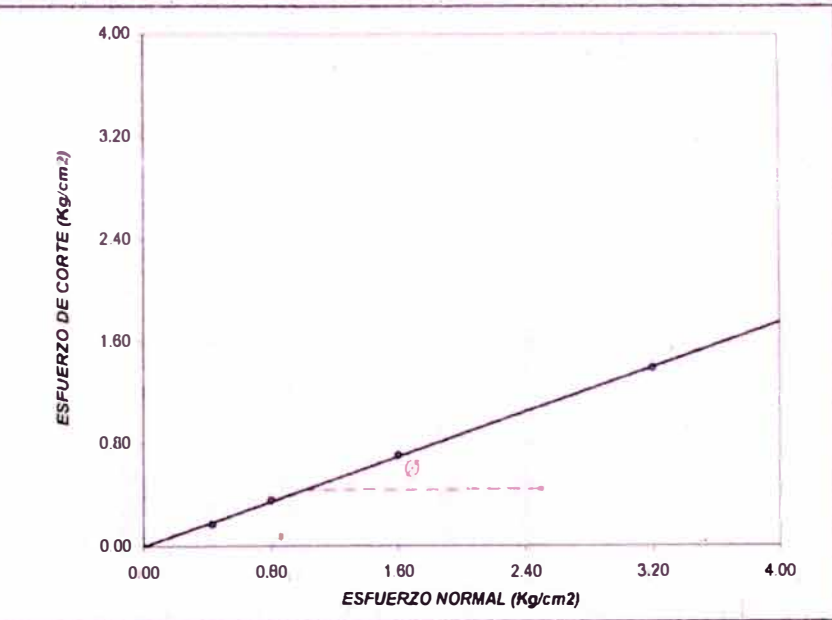
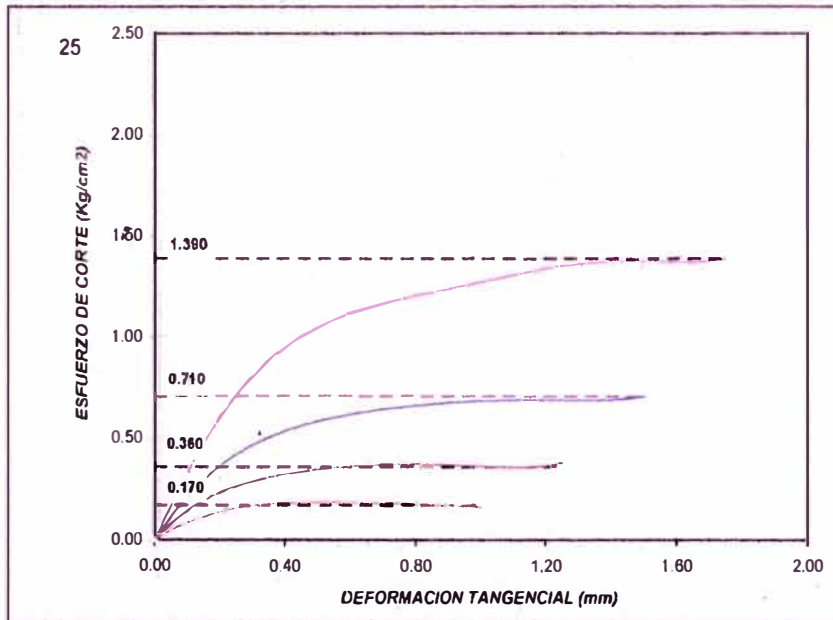
V°B° ING.



ENSAYO DE CORTE DIRECTO

ASTM D-3080

PROYECTO : PUERTO SALAVERRY				CARACTERÍSTICAS DE LOS ESPECIMENES					
SOLICITADO : TECNICAS METALICAS INGENIEROS S.A.C.				MUESTRA N°	AREA (cm ²)	CONT. HUM. (%)	DENS. SECA (gr/cm ³)	ESFUERZOS (Kg/cm ²)	
UBICACIÓN								TANGENCIAL	NORMAL
MUESTRA : C-01 / M-01		PROF. (m) : 0.00 - 2.50	ING° RESP.	01	28.27	5.42	1.662	0.170	0.4
CONDICIÓN : REMOLDADA		FECHA : Diciembre-2010	TÉCNICO	02	28.27	5.31	1.660	0.360	0.8
CLASIF. SUCS : SP		LL : <input type="checkbox"/>	IP : NP	03	28.27	4.97	1.650	0.710	1.6
		% MENOR QUE MALLA N° 200 : 4.4 %		04	28.27	5.00	1.654	1.390	3.2

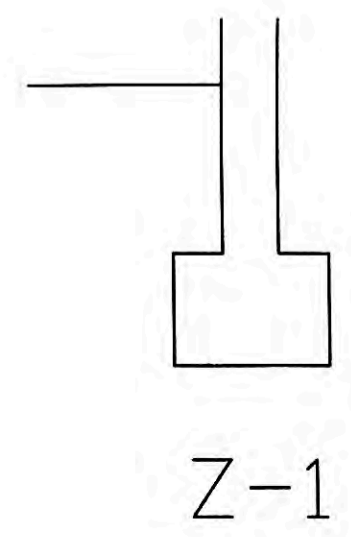
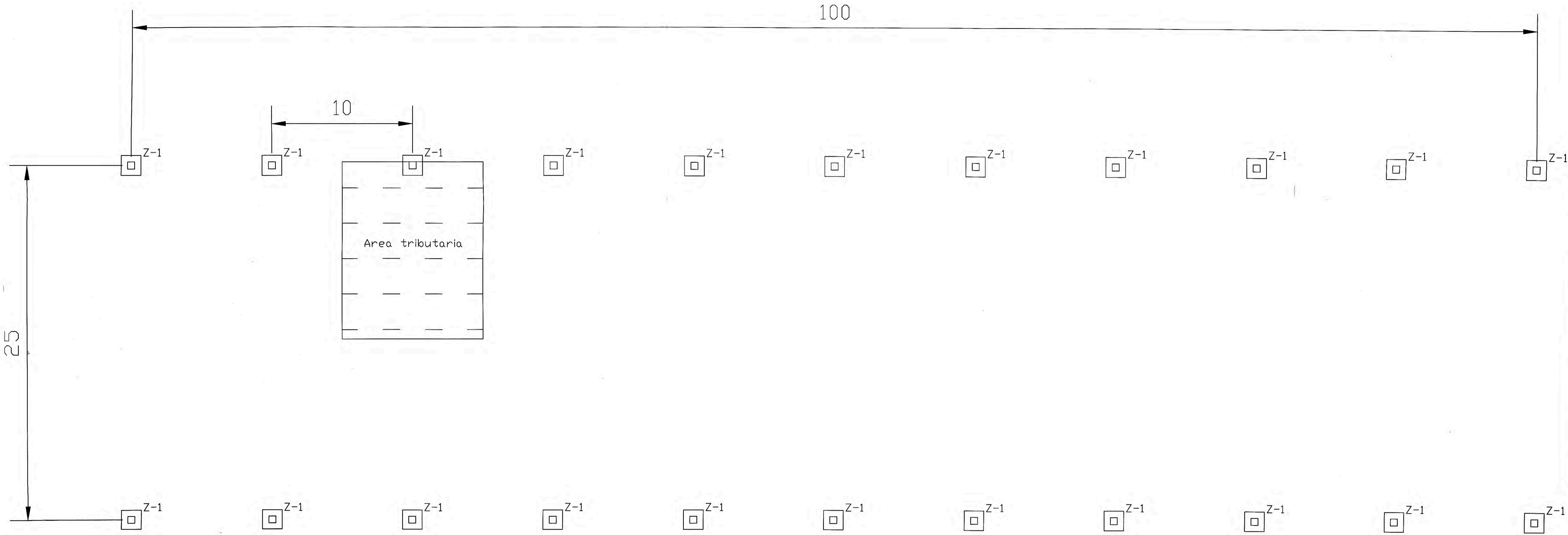


OBSERVACIONES : MUESTRA ENSAYADA EN CONDICIONES NO CONSOLIDADA NO DRENADA.
 TAMIZADA POR LA MALLA N° 4 (4.76mm).

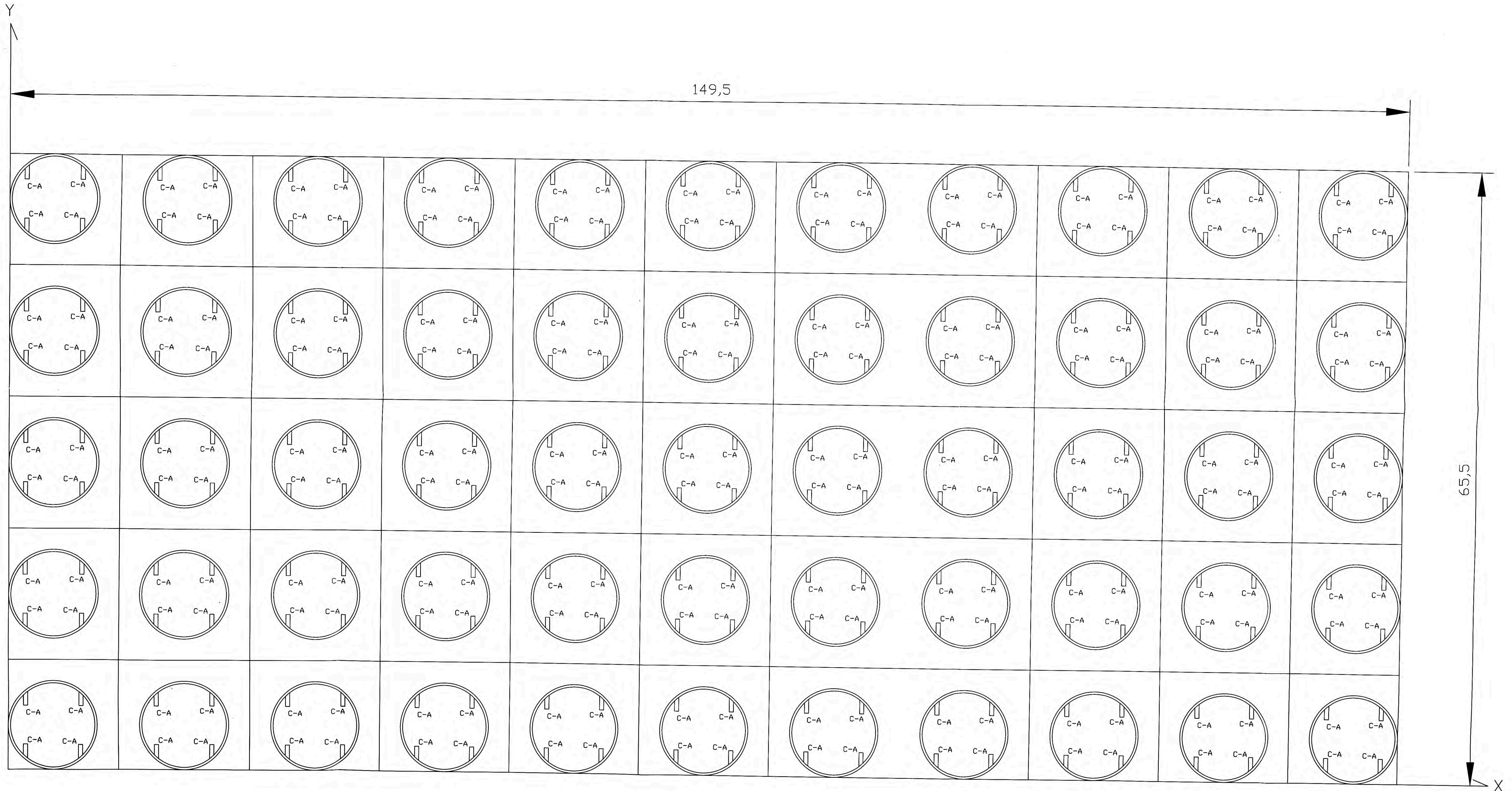
RESULTADOS DE ENSAYOS			
COHESIÓN (Kg/cm ²)	0.00	ÁNGULO DE FRICCIÓN (°)	23.6

PLANOS

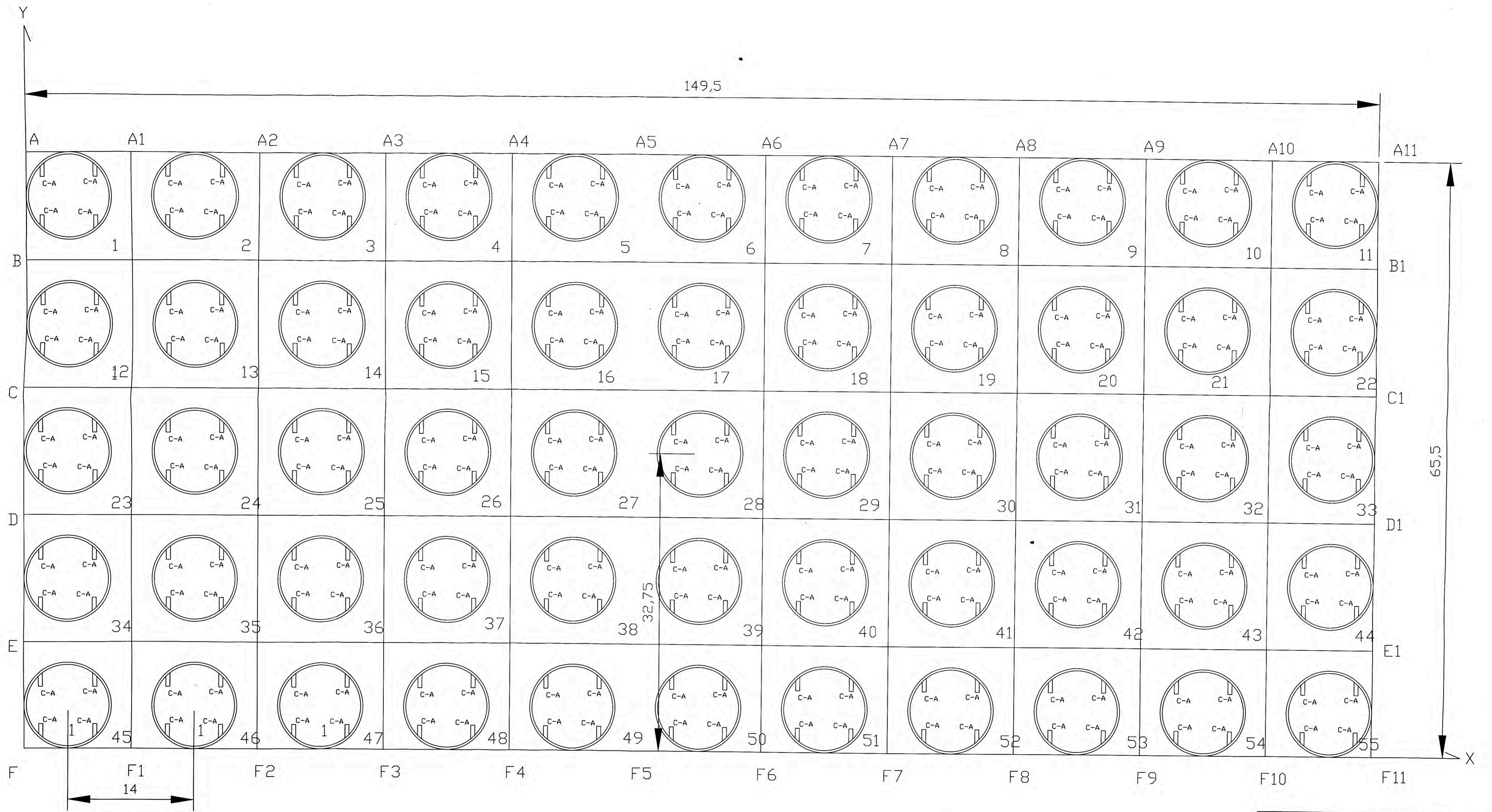
AQ-01	Distribución de Zapatas y Pórticos
AQ-02	Distribución de silos
AQ-03	Distribución y nomenclaturas de zapatas de silos
AQ-04	Silo de concreto armado.
E-01	Diseño de Losa rígida
E-02	Tijerales en Hangares



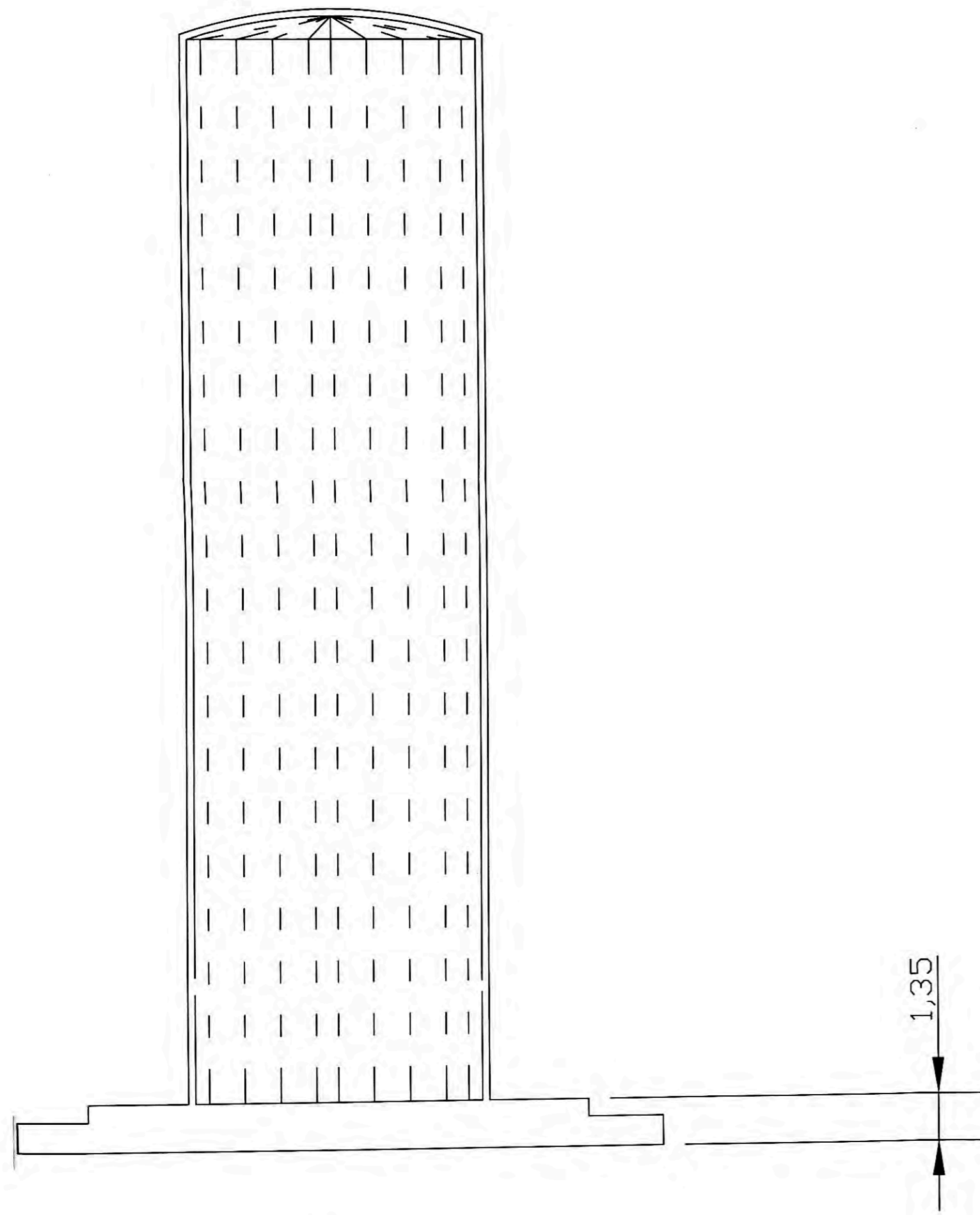
UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA	
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL	
Proyecto : Nuevos Almacenes del Puerto Salaverry	AQ-1
Distribución de Zapatas y Pórticos	
Elaborado por: Edwin Chincha Cossio	Esc: S/E



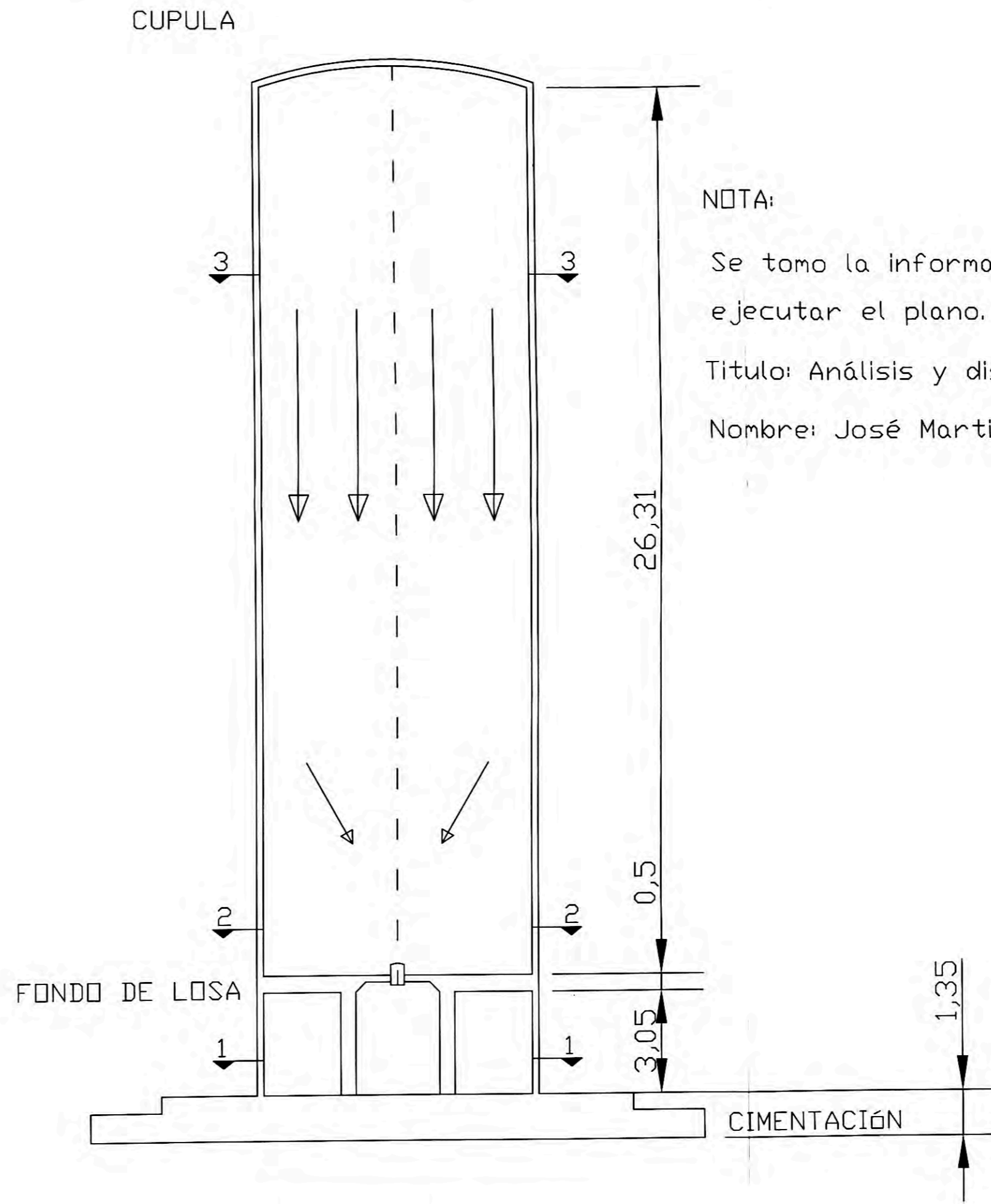
UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA	
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL	
Proyecto : Nuevos Almacenes del Puerto Salaverry	AQ-2
Distribución de Silos	
Elaborado por: Edwin Chíncha Cossío	Esc. S/E



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA	
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL	
Proyecto : Nuevos Almacenes del Puerto Salaverry Distribución de Nomenclatura de Zapatas y Silos	AQ-3
Elaborado por: Edwin Chincha Cossio	Esc: S/E



ELEVACIÓN



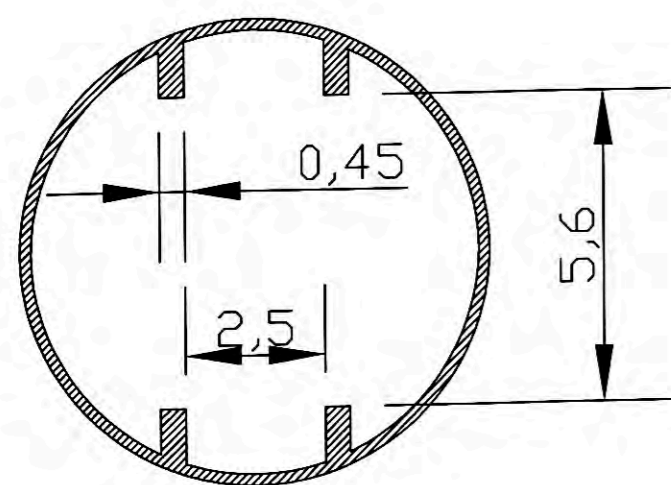
ELEVACIÓN INTERIOR

NOTA:

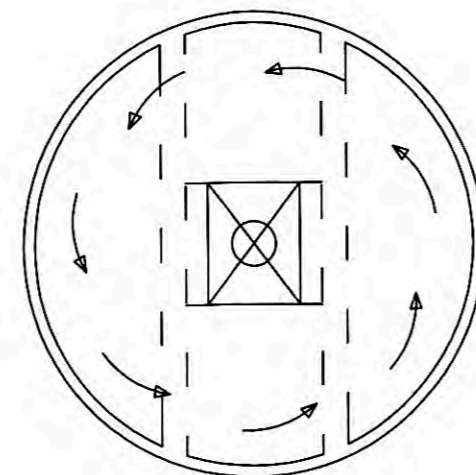
Se tomo la información de la siguiente tesis para ejecutar el plano.

Titulo: Análisis y diseño de un silo de concreto armado

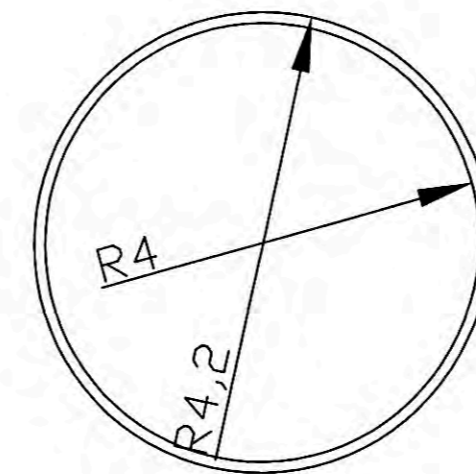
Nombre: José Martin Medina



CORTE 1-1

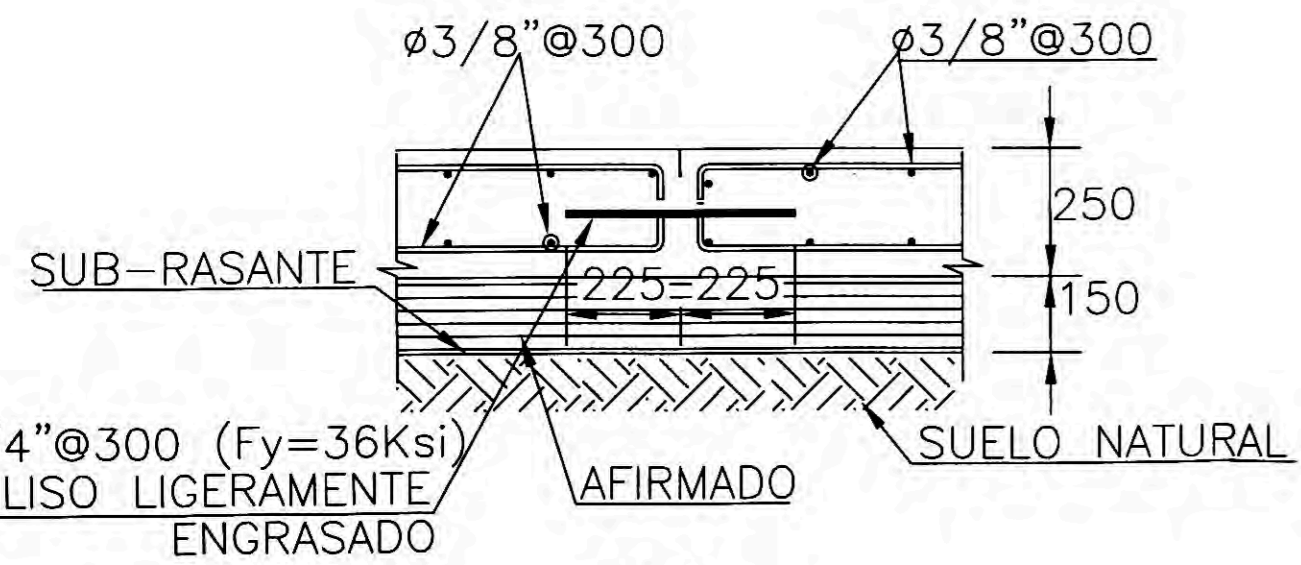
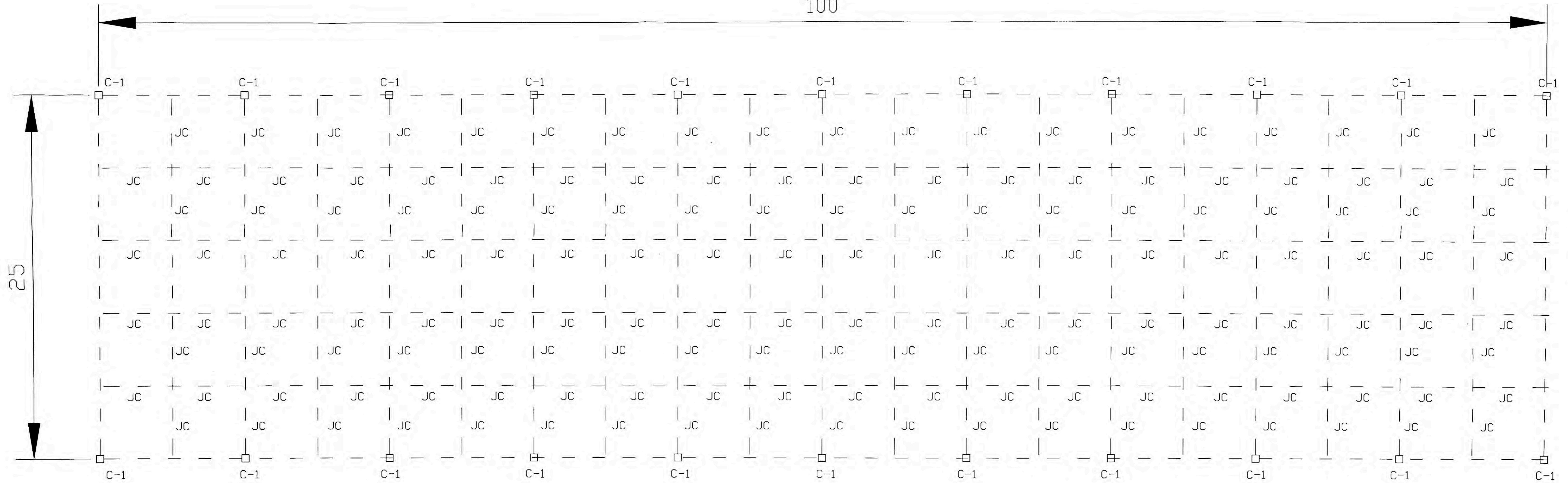


CORTE 1-1

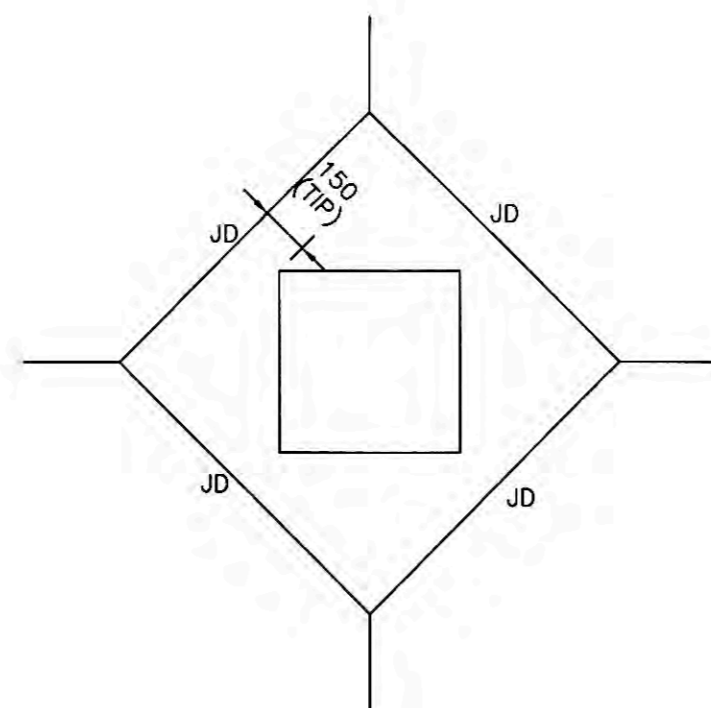


CORTE 3-3

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA	
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL	
Proyecto : Nuevos Almacenes del Puerto Salaverry Silo de Concreto Armado	AQ-04
Elaborado por: Edwin Chincha Cossio	Esc.: S/E

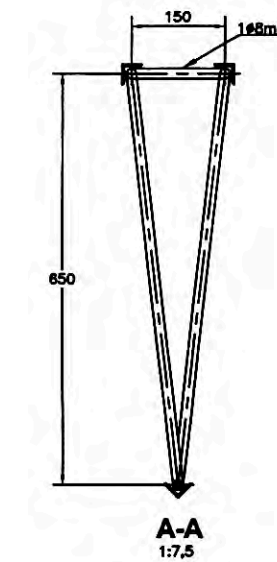
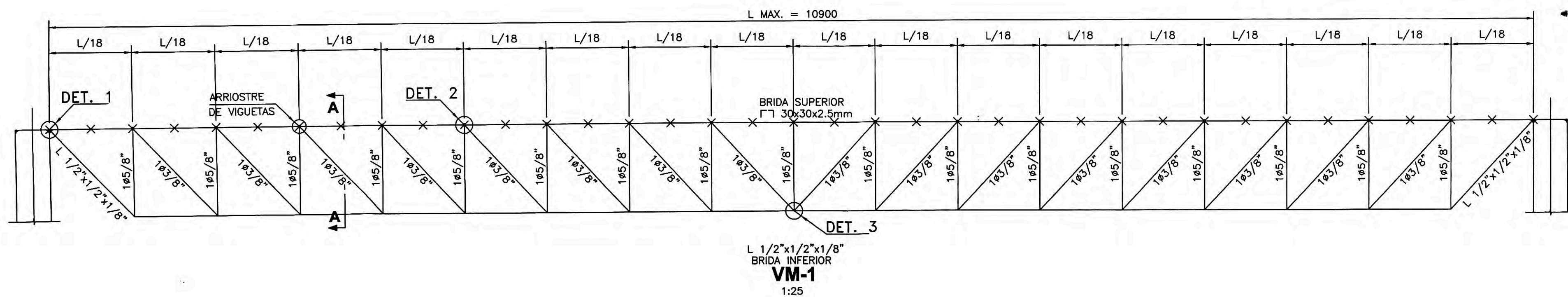
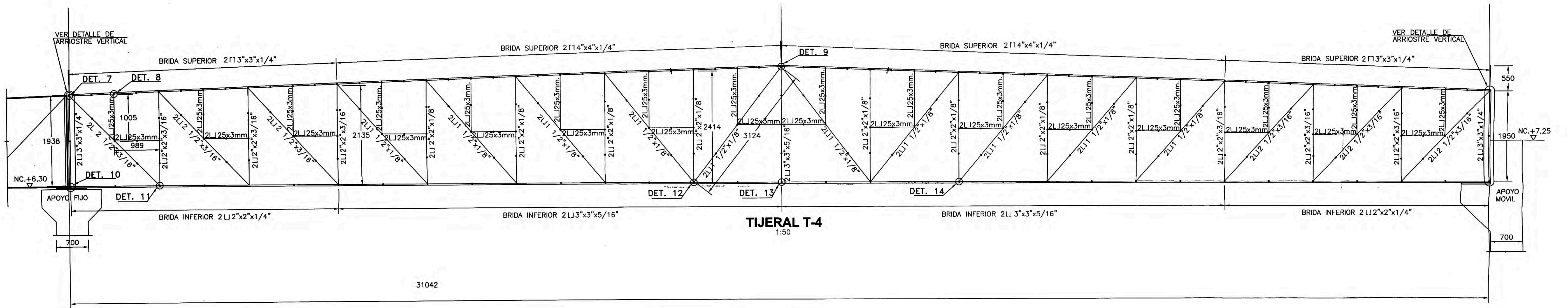


JC



DETALLE TIPICO DE JUNTA ALREDEDOR DE COLUMNA

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA	
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL	
Proyecto : Nuevos Almacenes del Puerto Salaverry	E-01
Diseño de losa Rígida	
Elaborado por: Edwin Chinchá Cossio	Esc.: S/E



Nota:
 Esto planos son del siguiente proyecto ejecutado el 2010
 Proyecto: Plaza Vea chincha
 Proyectista: CESELI S.A.

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA	
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL	
Proyecto ; Nuevos Almacenes del Puerto Salaverry Tijerales en Hangares	E-02
Elaborado por: Edwin Chinchá Cossio	Esc.: S/E