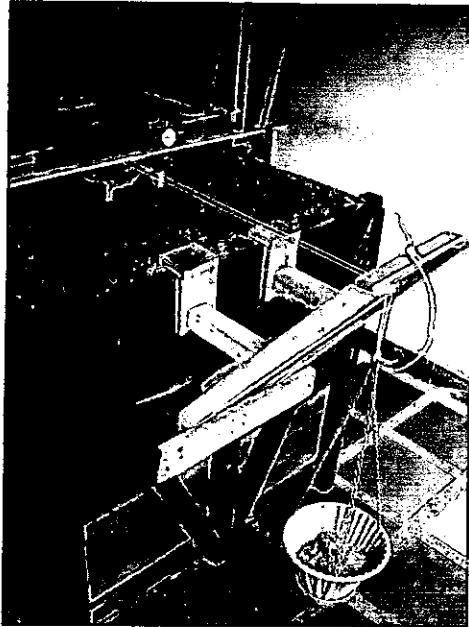


**VERIFICACION Y/O AJUSTE EXPERIMENTAL DE ECUACIONES TEORICAS
PARA OBTENER EL MODULO DE REACCION DE SUELOS ARENOSOS**

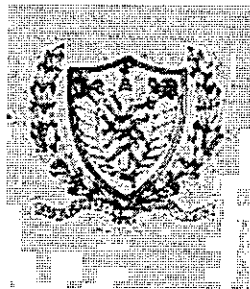


**KAROL ROCA PACHECO
SERGIO VILLAR SALINAS**

**UNIVERSIDAD DE CARTAGENA
FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERIAS
PROGRAMA DE INGENIERIA CIVIL
CARTAGENA DE INDIAS, D.T. Y C.**

2004

**VERIFICACION Y/O AJUSTE EXPERIMENTAL DE ECUACIONES TEORICAS
PARA OBTENER EL MODULO DE REACCION DE SUELOS ARENOSOS**



**KAROL ROCA PACHECO
SERGIO VILLAR SALINAS**

Trabajo de grado presentado como requisito para optar al título de Ingeniero Civil

**Director:
ALVARO COVO TORRES.
Ingeniero Civil.**

**UNIVERSIDAD DE CARTAGENA
FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERIAS
PROGRAMA DE INGENIERIA CIVIL
CARTAGENA DE INDIAS, D.T Y C.**

2004

B.D
B.P.
T.
624.1514
R669

514

3

UNIVERSIDAD DE CARTAGENA		
CENTRO DE INFORMACION Y DOCUMENTACION		
DE ASESORIA		
Compra _____	Con <input checked="" type="checkbox"/> Conje _____	U. de C. <input checked="" type="checkbox"/>
Precio \$ <u>10.000</u>	Proveedor <u>Ingenieria Civil</u>	
No. de Acceso <u>45776</u>	No. de ej. <u>1</u>	
Fecha de ingreso: DD <u>02</u>	MM <u>02</u>	AA <u>2005</u>

suelos
Analisis de suelos

63331

63331

**VERIFICACION Y/O AJUSTE EXPERIMENTAL DE
ECUACIONES TEORICAS PARA OBTENER EL
MODULO DE REACCION DE SUELOS ARENOSOS**

63331

Cartagena de Indias D.T. y C., 21 de Octubre de 2004

Señores

COMITÉ EVALUADOR DE PROYECTOS DE GRADO
Facultad de Ciencias e Ingeniería
Universidad de Cartagena
Ciudad

Estimados señores:

Nos permitimos presentar a consideración y aprobación correspondiente el proyecto de grado titulado **“VERIFICACION Y/O AJUSTE EXPERIMENTAL DE ECUACIONES TEORICAS PARA OBTENER EL MODULO DE REACCION DE SUELOS ARENOSOS.”**, como requisito parcial para optar el titulo de **INGENIERO CIVIL**.

Atentamente,

Karol Roca Pacheco

KAROL ROCA PACHECO
Cod. 21200010047

Sergio Villar Salinas

SERGIO VILLAR SALINAS
Cod. 21200010030

Cartagena de Indias D.T. y C., 21 de Octubre de 2004

Señores

COMITÉ EVALUADOR DE PROYECTOS DE GRADO
Facultad de Ciencias e Ingeniería
Universidad de Cartagena
Ciudad

Cordial saludo:

En la presente comunico a ustedes que he dirigido a los estudiantes Karol Roca Pacheco y Sergio Villar Salinas en su proyecto de grado, titulado **“VERIFICACION Y/O AJUSTE EXPERIMENTAL DE ECUACIONES TEORICAS PARA OBTENER EL MODULO DE REACCION DE SUELOS ARENOSOS.”**, como requisito parcial para optar el titulo de **INGENIERO CIVIL.**

Atentamente,



Ing. ÁLVARO IGNACIO COVO TORRES

AGRADECIMIENTOS

Se desea agradecer de forma especial por su gran colaboración en la elaboración del presente proyecto a las siguientes personas:

Álvaro Ignacio Covo Torres. Ingeniero Civil y Director de la investigación, por su entrega, paciencia y grandes aportes intelectuales.

Familias Roca Pacheco y Villar Salinas, por su valioso apoyo económico y moral.

TABLA DE CONTENIDO

INTRODUCCIÓN	1
1 OBJETIVOS	3
1.1 Objetivo General	3
1.2 Objetivos Específicos	3
2 JUSTIFICACION	5
3 MARCO TEORICO	6
3.1 ASENTAMIENTOS	6
3.1.1 Solución teórica al problema de los asentamientos	7
3.2 MÉTODO DEL COEFICIENTE DE BALASTRO	8
3.3 PRESIÓN DE CONTACTO Y TEORÍA DE REACCIÓN DE LA SUBRASANTE	10
3.3.1 Presión de contacto en la base de zapatas rígidas	11
3.3.2 Definición de reacción de la subrasante	13
3.3.3 Reacción de la subrasante en fundaciones rígidas	16
3.3.4 Reacción de la subrasante sobre fundaciones flexibles	17
3.3.5 Determinación teórica de los asentamientos en el centro de un cimiento cuadrado para suelos arenosos	19
3.3.5.1 Asentamientos debido a la reducción en la relación de vacíos	19

3.3.5.2 Asentamiento por distorsión elástica para áreas rectangulares cargadas sobre un sólido semi infinito	23
3.3.5.3 Evaluación del Módulo de Elasticidad	25
3.3.6 Determinación teórica de los valores de las rigideces (coeficientes de resorte, modulo de reacción de la subrasante o coeficiente de balastro)	26
3.3.6.1 Deducción de las ecuaciones (19)	28
3.3.6.1.1 Deducción de la expresión para K_{0z}	30
4. ETAPA EXPERIMENTAL	32
4.1 ENSAYOS DE LABORATORIO	32
4.2 REALIZACIÓN DEL MODELO FISICO	32
4.3 REALIZACIÓN DE LOS ENSAYOS CON EL MODELO DISEÑADO	34
5 METODOLOGIA DE TRABAJO	36
6 RESULTADOS OBTENIDOS	48
6.1 ENSAYO DE CARGA AXIAL	48
6.1.1 Calculo teórico de asentamientos y cargas admisibles	48
6.1.2 Datos obtenidos mediante ensayos con el modelo diseñado	52
6.1.3 Ajuste por mínimos cuadrados de los datos obtenidos en ensayos el ensayo de carga Axial	56
6.2 ENSAYO DE CARGA HORIZONTAL	61
6.2.1 Ajuste por mínimos cuadrados de los datos obtenidos en el ensayo de carga Horizontal	65

9

6.3 ENSAYO DE MOMENTO FLECTOR	69
6.3.1 Ajuste por mínimos cuadrados de los datos obtenidos en el ensayo de momento flector	73
6.4 ENSAYOS DE MOMENTO TORSOR	78
6.4.1 Ajuste por mínimos cuadrados de los datos obtenidos en el ensayo de momento torsor	82
7 ANALISIS DE RESULTADOS	86
7.1 DISCREPANCIA ENTRE LOS ASENTAMIENTOS TEORICOS Y ASENTAMIENTOS MEDIDOS	86
7.2 DISCREPANCIA ENTRE LAS RELACIONES $K_v/K_{x,y}$ (teórica) y $K_v/K_{x,y}$ (medida).	88
7.3 DISCREPANCIA ENTRE LOS FACTORES F y F_{0z} (teóricos) y F y F_{0z} (medidos).	89
8 RECOMENDACIONES Y LIMITACIONES	91
8 CONCLUSIONES	92
BIBLIOGRAFÍA	95
ANEXOS	96

LISTA DE TABLAS

Tabla N° 1. Cargas admisibles para el ensayo de carga axial.	48
Tabla N° 2. Asentamientos admisibles ocasionados por distorsión elástica, para carga axial.	49
Tabla N° 3. Asentamientos por reducción en la relación de vacíos para la carga axial admisible.	50
Tabla N° 4. Asentamientos Totales para la carga axial admisible.	50
Tabla N° 5. Asentamientos Totales para diferentes incrementos de Carga Axial	51
Tabla N° 6. Asentamientos promedios obtenidos en el ensayo de Carga Axial-condición suelta.	52
Tabla N° 7. Asentamientos promedios obtenidos en el ensayo de Carga Axial-condición semi compacta.	54
Tabla N° 8. Asentamientos promedios obtenidos en el ensayo de Carga Axial-condición compacta.	55

Tabla N° 9. Asentamientos y Kv obtenidos por ajuste de los datos medidos en Carga Axial-condición suelta (Tabla N° 6).	57
Tabla N° 10. Kv definitivo (promedio) ajustado para el rango de Carga Axial admisible en condición suelta.	57
Tabla N° 11. Asentamientos y Kv obtenidos por ajuste de los datos medidos en Carga Axial-condición semi compacta (Tabla N° 7).	58
Tabla N° 12. Kv definitivo (promedio) ajustado para el rango de Carga Axial admisible en condición semi compacta.	59
Tabla N° 13. Asentamientos y Kv obtenidos por ajuste de los datos medidos en Carga Axial-condición compacta (Tabla N° 8).	60
Tabla N° 14 Kv definitivo (promedio) ajustado para el rango de carga Axial admisible en condición compacta.	60
Tabla N° 15. Desplazamientos horizontales obtenidos en el ensayo de Carga Horizontal-condición suelta.	62
Tabla N° 16. Desplazamientos horizontales obtenidos en el ensayo de Carga Horizontal-condición semi compacta.	63
Tabla N° 17. Desplazamientos horizontales obtenidos en el ensayo de Carga Horizontal-condición compacta.	64
Tabla N° 18. Asentamientos y $K_{x,y}$ obtenidos por ajuste de los datos medidos en Carga Horizontal-condición suelta (Tabla N° 15).	65
Tabla N° 19. $K_{x,y}$ definitivo (promedio) ajustado para el rango de carga Horizontal admisible en condición suelta.	65

Tabla N° 20. Asentamientos y $K_{x,y}$ obtenidos por ajuste de los datos medidos en Carga Horizontal-condición semi compacta (Tabla N° 16).	66
Tabla N° 21 $K_{x,y}$ definitivo (promedio) ajustado para el rango de carga Horizontal admisible en condición semi compacta.	67
Tabla N° 22. Asentamientos y $K_{x,y}$ obtenidos por ajuste de los datos medidos en Carga Horizontal-condición compacta (Tabla N° 17).	68
Tabla N° 23. $K_{x,y}$ definitivo (promedio) ajustado para el rango de carga Horizontal admisible en condición semi compacta.	68
Tabla N° 24. Desplazamientos angulares obtenidos en el ensayo de Momento Flector-condición suelta.	69
Tabla N° 25 Desplazamientos angulares obtenidos en el ensayo de Momento Flector-condición semi compacta.	71
Tabla N° 26. Desplazamientos angulares obtenidos en el ensayo de Momento Flector-condición compacta.	72
Tabla N° 27. $K\theta_{x,y}$ y F obtenidos por ajuste de los datos medidos en Momento Flector-condición suelta (Tabla N° 24).	74
Tabla N° 28. $K\theta_{x,y}$ y F obtenidos por ajuste de los datos medidos en Momento Flector-condición semi compacta (Tabla N° 25).	75
Tabla N° 29. $K\theta_{x,y}$ y F obtenidos por ajuste de los datos medidos en Momento Flector-condición compacta (Tabla N° 26).	77
Tabla N° 30 Desplazamientos angulares obtenidos en el ensayo de Momento Torsor-condición suelta.	78

Tabla N° 31. Desplazamientos angulares obtenidos en el ensayo de Momento Torsor-condición semi compacta.	80
Tabla N° 32. Desplazamientos angulares obtenidos en el ensayo de Momento Torsor-condición compacta.	81
Tabla N° 33. K_{θ_z} y F_{θ_z} obtenidos por ajuste de los datos medidos en Momento Torsor-condición suelta (Tabla N° 30).	82
Tabla N° 34. K_{θ_z} y F_{θ_z} obtenidos por ajuste de los datos medidos en Momento Torsor-condición semi compacta (Tabla N° 31).	84
Tabla N° 35. K_{θ_z} y F_{θ_z} obtenidos por ajuste de los datos medidos en Momento Torsor-condición compacta (Tabla N° 32).	85
Tabla N° 36. Comparación entre Asentamientos calculados teóricamente y obtenidos mediante ensayo.	87
Tabla N° 37. Comparación entre $\frac{K_v}{K_{x,y}}$ calculados teóricamente y obtenidos mediante ensayo.	88
Tabla N° 38. Valores teórico y medido del factor F.	89
Tabla N° 39. Valores teórico y medido del factor F_{θ_z} .	90

LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Distribución de la presión de contacto en la cota de fundación de una zapata rígida de longitud muy grande cargada en forma uniforme y que descansa sobre un subsuelo perfectamente elástico, homogéneo e isótropo.	12
Figura 2. Distribución de la presión de contacto en la cota de fundación de una zapata rígida y lisa asentada sobre: (a) un material elástico real; (b) arena no cohesiva; (c) suelo con características intermedias. Las curvas C_u corresponden a la presión de contacto para la zapata sometida a la carga que produce la rotura del suelo.	13
Figura 3. Esquema resortes	14
Figura 4. Zapata elástica de gran longitud, sometida a una carga lineal y soportada por una subrasante elástica. Deformación de la zapata bajo carga y distribución de la reacción de la subrasante.	18
Figura 5. Esquema de cimiento sobre región finita	24
Figura 6. Momentos actuando sobre cimiento	27
Figura 7. Factor de la ecuación (19)f)	27
Figura 8. Esquema del montaje para ensayo de momento flector y carga horizontal	37
Figura 9. Esquema de montaje para ensayo de momento torsor	39

LISTA DE ANEXOS

Anexo A. ENSAYOS DE LABORATORIO

Anexo A.1 Análisis Granulométrico-Manual

Anexo A.2. Gravedad Específica en Arenas

Anexo A.3 Humedad

Anexo A.4 Relación de Vacíos Max y Min

Anexo A.5 Angulo de Reposo 3D

Anexo B. MATERIAL FOTOGRÁFICO

Anexo B.1 Ensayos de Laboratorio

Anexo B.2 Realización del Modelo Físico

Anexo B.3 Realización de los ensayos con el modelo diseñado

LISTA DE GRAFICOS

Grafico N° 1. Esfuerzo Vs Asentamientos para ensayo de Carga Axial-condición suelta.	53
Grafico N° 2. Esfuerzo Vs Asentamientos para ensayo de Carga Axial-condición semi compacta.	54
Grafico N° 3. Esfuerzo Vs Asentamientos para ensayo de Carga Axial-condición compacta.	56
Grafico N° 4. Carga Vs Asentamientos (Ajustado) para ensayo de Carga Axial-condición suelta.	57
Grafico N° 5. Carga Vs Asentamientos (Ajustado) para ensayo de Carga Axial-condición semi compacta.	59
Grafico N° 6. Carga Vs Asentamientos (Ajustado) para ensayo de Carga Axial-condición compacta.	61
Grafico N° 7. Carga Horizontal Vs Asentamientos para ensayo de Carga Horizontal-condición suelta.	62
Grafico N° 8. Carga Horizontal Vs Asentamientos para ensayo de Carga Horizontal-condición semi compacta.	63
Grafico N° 9. Carga Horizontal Vs Asentamientos para ensayo de Carga Horizontal-condición compacta.	64

Grafico N° 10. Carga Horizontal Vs Asentamientos (Ajustado) para ensayo de Carga Horizontal-condición suelta.	66
Grafico N° 11. Carga Horizontal Vs Asentamientos (Ajustado) para ensayo de Carga Horizontal-condición semi compacta.	67
Grafico N° 12. Carga Horizontal Vs Asentamientos (Ajustado) para ensayo de Carga Horizontal-condición compacta.	68
Grafico N° 13. Momento Vs Deformación Angular para ensayo de Momento Flector-condición suelta.	70
Grafico N° 14. Momento Vs Deformación Angular para ensayo de Momento Flector-condición semi compacta.	71
Grafico N° 15. Momento Vs Deformación Angular para ensayo de Momento Flector-condición compacta.	73
Grafico N° 16. Momento Vs Deformación Angular (Ajustado) para ensayo de Momento Flector-condición suelta.	74
Grafico N° 17. Momento Vs Deformación Angular (Ajustado) para ensayo de Momento Flector-condición semi compacta.	76
Grafico N° 18. Momento Vs Deformación Angular (Ajustado) para ensayo de Momento Flector-condición compacta.	77
Grafico N° 19. Momento Vs Deformación Angular para ensayo de Momento Torsor-condición suelta.	79
Grafico N° 20. Momento Vs Deformación Angular para ensayo de Momento Torsor en condición semi compacta.	80

Grafico N° 21. Momento Vs Deformación Angular para ensayo de Momento Torsor-condición compacta.	81
Grafico N° 22. Momento Vs Deformación Angular (Ajustado) para ensayo de Momento Torsor-condición suelta.	83
Grafico N° 23. Momento Vs Deformación Angular (Ajustado) para ensayo de Momento Torsor en condición semi compacta.	84
Grafico N° 24. Momento Vs Deformación Angular (Ajustado) para ensayo de Momento Torsor-condición compacta.	85

INTRODUCCION

Karl Terzaghi define el asentamiento como el hundimiento de una estructura provocado por la compresión y deformación del suelo situado debajo de la misma¹.

Muchísimos autores convergen en que la parte más importante de una estructura es su cimiento y seguramente la anterior definición de Terzaghi corrobora esa consigna. ¿Cómo podría diseñarse una estructura que brinde estabilidad y seguridad sin tener herramientas eficientes para estudiar el hundimiento del suelo situado debajo de la misma?

Como bien lo dice Terzaghi: "Las relaciones entre las deformaciones y la presión de contacto en la cara inferior de una zapata sobre un suelo [arenoso] no son sencillas, problema que se toma mucho más complejo si la zapata no es rígida. Sin embargo, el cálculo o diseño de una zapata resultaría imposible si no se conocen las relaciones que ya se han mencionado. Por ello, es usual y necesario la utilización de hipótesis simplificativas que permitan resolver este inconveniente..."².

¹ TERZAGHI, Karl. MECÁNICA DE SUELOS EL LA INGENIERÍA PRÁCTICA. 3ª edición. Barcelona: El Ateneo, 1969. p 241.

² Ibid., p 256.

Una de las hipótesis que más aplicación tiene en estructuras y en Mecánica de Suelos, puesto que es la base de los softwares, es la que da a conocer el módulo de reacción de la subrasante y que permite relacionar las cargas y las deformaciones (asentamientos) que le corresponden, no solo en el sentido de aplicación de las primeras, sino además en el sentido perpendicular a estas.

El valor del Modulo de Reacción de la Subrasante se puede calcular de la información de un Estudio de Suelos, conociendo el valor de la carga actuando sobre un cimiento y su correspondiente asentamiento. Sin embargo, existen expresiones teóricas para calcular estos valores que ahorrarían esfuerzos considerables en tiempo y economía.

Ahora bien, lo que pretende el presente trabajo es verificar y/o ajustar esas expresiones, utilizando un modelo físico consistente en una zapata con cargas verticales repartidas, que permita efectuar el estudio de suelos apropiado. Con los resultados obtenidos se procesan los datos en las fórmulas. En el caso de encontrar validez absoluta, se convertirán en herramientas importantes para el cálculo de los asentamientos de estructuras. O en su defecto se procedería a ejecutar las correcciones pertinentes.

1. OBJETIVOS

1.1. OBJETIVO GENERAL

Verificar y/o ajustar las ecuaciones teóricas para la obtención del módulo de reacción de la subrasante en suelos arenosos.

1.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Construir un modelo físico que simule un cimiento cargado axial, flexional y/o torsionalmente; ubicado sobre un suelo arenoso.
- Evaluar la carga aplicada sobre el cimiento y medir sus correspondientes asentamientos con la ayuda de deformímetros.
- Calcular el módulo de reacción o módulo del resorte del suelo arenoso para todas las condiciones de carga a partir de los datos obtenidos.

- Verificar si las expresiones que se tienen concuerdan con los resultados experimentales, o en el caso contrario, ajustarlas o establecer las recomendaciones pertinentes.

2. JUSTIFICACION

Según Covo: “Los apoyos sobre los cuales se soportan las estructuras sufren deformaciones más o menos apreciables... Los factores de seguridad de los suelos y rocas son tales que las deformaciones que se presentan en los apoyos se pueden modelar generalmente como resortes. Las ecuaciones básicas que relacionan la carga aplicada con la deformación son [la base del cálculo matricial, el cual se ha constituido en la metodología de cálculo más promisorio debido a su utilización en los programas de cálculo estructural]...”³

Con la obtención de nuevas expresiones que simplifiquen el cálculo de las constantes de resorte del suelo, y con esto el cálculo matricial, se podrían lograr algoritmos mucho más fáciles que brinden mayor rapidez de cálculo y confortabilidad a los usuarios de los softwares de estructuras, y además los inviten a modelar cada vez más parecido a la realidad. De igual forma se ahorrarían esfuerzos en tiempo y economía representados en la posibilidad de obviar estudios de suelo en casos donde por falta de precisión e importancia se permita.

³ COVO TORRES, Alvaro Ignacio. INTRODUCCION A LA MECANICA DE SUELOS. 1ª Edición. Cartagena: 2002. p 166

3. MARCO TEORICO

3.1. ASENTAMIENTOS

Se entiende por asentamiento el hundimiento de una estructura provocado por la compresión y deformación del suelo situado debajo de la misma.

El cálculo de los esqueletos de edificios y de otras estructuras se basa, salvo raras excepciones, en la hipótesis de que la estructura descansa sobre una base indeformable. En realidad, el peso de toda estructura comprime y deforma el suelo situado debajo de la misma, de modo que las hipótesis de cálculo no son nunca estrictamente satisfechas. Cuando la base de la estructura permanece plana, el asentamiento no tiene importancia, ya que las tensiones en la misma no son alteradas, pero si como consecuencia del peso de la estructura el área cargada se alabea, la base sigue dicho movimiento y toda la estructura se distorsiona. Las tensiones suplementarias causadas por esta distorsión no son en general causadas consideradas en el cálculo de la superestructura, a pesar de que en muchos casos son suficientemente importantes como para dañar la apariencia exterior del edificio y hasta causar daños permanentes e irreparables.

La complejidad de las propiedades mecánicas de los suelos y la heterogeneidad derivada de su estratificación hacen que el asentamiento de edificios pueda preverse con exactitud solo en condiciones excepcionales. Este no es un impedimento para que el análisis teórico de los

asentamientos sea indispensable y útil, ya que sus resultados permiten al ingeniero identificar los factores que determinan la magnitud y la distribución de los mismos. El conocimiento de estos factores constituye un requisito previo para poder convertir la experiencia de la obra en reglas semiempíricas para el cálculo de las fundaciones.

3.1.1 Solución teórica al problema de los asentamientos

Los métodos teóricos a utilizar en la solución de problemas de asentamientos deben elegirse teniendo en cuenta las propiedades mecánicas del perfil del suelo y la naturaleza de la estratificación. Por ejemplo, si se va erigir una estructura sobre un perfil compuesto de una o más capas de material muy compresible situadas debajo y separadas por estratos relativamente incompresibles, como estratos de arena, el asentamiento depende solo de las propiedades físicas de los estratos blandos y de la intensidad y distribución de las presiones verticales sobre los mismos, pues la contribución al asentamiento total debida a la deformación de los otros estratos es despreciable. La experiencia ha indicado que las presiones verticales pueden calcularse con suficiente exactitud suponiendo que el suelo es perfectamente elástico y homogéneo.

De manera similar, si una estructura descansa sobre un suelo bastante uniforme, la distribución de las tensiones verticales sobre planos horizontales puede calcularse suponiendo que el material es perfectamente elástico. Sin embargo, esta hipótesis no es válida para el cálculo de ninguna de las otras tensiones que se producen en la masa de suelo, pues, para ellas, los valores reales suelen ser muy distintos de los calculados de esta

manera. Por otro lado, es común que la determinación de la relación entre tensiones y deformaciones no resulte posible: así que, en tales casos, puede tornarse necesario investigar la relación entre intensidad de carga, asentamiento y tamaño del área cargada por métodos semiempíricos.

3.2 METODO DEL COEFICIENTE DE BALASTRO⁴

La hipótesis básica del método consiste en suponer que, en cualquier punto de la viga, el asentamiento es proporcional a la presión que en él se desarrolla, es decir

$$p = k_s \cdot y$$

Donde y es el asiento, p la presión y la constante de proporcionalidad k_s es el coeficiente de balastro. La homogeneidad de la fórmula exige que k_s tenga unidades de densidad; por tanto, la hipótesis efectuada corresponde a suponer que la viga flota sobre un líquido cuya densidad es el valor atribuido al coeficiente de balastro k_s . En general no está comprobada exactamente por la práctica tal hipótesis, pues los terrenos no son líquidos y presentan como característica principal un cierto ángulo de rozamiento interno. Si existen en el terreno capas compresibles que se extiende solamente bajo una parte de la viga, es evidente que las deformaciones no obedecen a la ley de proporcionalidad enunciada. Desgraciadamente, esa es una situación muy generalizada, por lo que dicha hipótesis no

⁴ JIMENEZ SALAS, Jose A. Geotecnia y Cimientos III : Cimentaciones, excavaciones y aplicaciones de la geotecnia. Madrid : Rueda, 1980. 3v. p 4 – 5.

debiera ser aplicada más que a cimentaciones de dimensiones reducidas sobre suelo homogéneo.

Los ensayos de carga efectuados in situ y en el laboratorio, con pequeñas superficies de acción, parece indicar, en efecto, que los asientos son proporcionales a los esfuerzos aplicados, siempre que la carga de ensayo no sobrepase un cierto límite. Sin embargo, se sabe que el asiento de una gran cimentación es muy diferente del observado en una pequeña superficie de ensayo para la misma presión unitaria, con lo que se llega a la conclusión de que la generalización de la hipótesis hecha es aproximada y no deberá ser aplicada sino con prudencia y discernimiento.

Además, la relación anterior supone que cada punto del suelo se comporta independientemente de las cargas existentes en sus alrededores. Por el estudio de las deformaciones de los terrenos, se sabe que el asiento de los diferentes puntos depende de la repartición de presiones en el suelo bajo la influencia de las diferentes cargas aplicadas a su superficie. Sin embargo, y a partir de los ensayos de Föppl en 1922, se ha encontrado gran variedad de terrenos para los cuales resulta aceptable la hipótesis de que el suelo se deforma únicamente bajo la zona directamente cargada. Más aún: según ha demostrado Gibson (1967), esta hipótesis resulta formalmente confirmada para un suelo elástico, isótropo heterogéneo, en que el módulo de elasticidad crece linealmente con la profundidad desde un valor nulo en la superficie, siendo el módulo de Poisson igual a 0.5.

El coeficiente de balastro de un terreno de cimentación es tanto más pequeño cuanto más grande sea la presión unitaria ejercida y cuanto mayor sea la superficie de cimentación.

3.3 PRESION DE CONTACTO Y TEORIA DE REACCIÓN DE LA SUBRASANTE

Una vez que el calculista ha distribuido sus funciones de modo que los asentamientos desiguales no resulten excesivos y lleguen a dañar la superestructura, debe abocarse al diseño de las fundaciones mismas. Esto requiere el cálculo de los momentos flectores y esfuerzos de corte en aquellas partes de la fundación, como pueden ser las zapatas o las plateas, que transfieren el peso de la estructura al suelo. Las presiones que actúan en la base de las zapatas o plateas se denominan *presiones de contacto*.

La distribución de las presiones de contacto en las bases de una fundación se asemeja, en algunos casos, a la que se produce en fundaciones apoyadas sobre un material isótropo y elástico, pero con mayor frecuencia es completamente distinta. Más aun, si el material en que descansa una fundación es arcilla, la distribución de las presiones de contacto puede cambiar considerablemente con el tiempo. Para simplificar el cálculo, es corriente determinar los momentos en la suposición de que las zapatas descansan sobre una cama de elásticos uniformemente espaciados. La experiencia ha indicado que este procedimiento, normalmente, es suficientemente exacto para los propósitos de la práctica. Por ello el calculista solo necesita estar familiarizado con las relaciones generales entre tipo de suelo y las características de la distribución de presiones que le corresponde. Si la diferencia entre la distribución supuesta y la real puede resultar muy grande e insegura, el riesgo se elimina aumentando el coeficiente de seguridad.

3.3.1 Presión de contacto en la base de zapatas rígidas.

Como el asentamiento de una zapata perfectamente rígida es por necesidad uniforme, la distribución de la presión de la base es idéntica a la que requiere para producir el asentamiento uniforme de un área cargada. Si la subrasante está constituida por un material perfectamente elástico, de arcilla, o de arena que contiene espesas capas de arcilla blanda, un área cargada uniformemente adquiere la forma de un cuenco poco profundo. Para obtener un asentamiento uniforme sería necesario desplazar parte de la carga del centro hacia las esquinas, lo que significa que la presión de contacto, en la base de una zapata rígida que descansa sobre tales subrasantes, aumenta del centro hacia los bordes. Si por el contrario, una carga uniforme descansa sobre una subrasante compuesta sólo de arena, el asentamiento es mayor en los bordes que en el centro. Un asentamiento uniforme sólo puede obtenerse distribuyendo la carga de modo que su intensidad disminuya de un máximo en el centro a un mínimo en los bordes, lo que significa que la distribución de la presión de contacto en la base de zapatas rígidas tiene las mismas características.

La figura N° 1 representa un corte transversal de una base continua rígida de ancho B que descansa sobre una subrasante elástica y homogénea de gran espesor. La carga que soporta la base por unidad de longitud es igual a $q_a B$. Cálculos basados en la teoría de la elasticidad han demostrado que la presión de contacto aumenta en la forma indicada en la figura 1, de un valor menor de $0,7q_a$ en el centro, hasta un valor infinito en los bordes. Si la base descansa sobre un material elástico real, la presión en los bordes no puede exceder un cierto valor finito q_c , para el cual el material pasa del estado elástico al semiplástico o plástico, de

modo que la presión se distribuye en la realidad en la forma en que lo indica la curva C_1 de la figura 2a.

Si se aumenta la carga sobre la base de la figura 2a, el estado de equilibrio plástico se extiende de los bordes hacia el centro y la distribución de las presiones cambia. Cuando la superficie de contacto de la base de fundación es lisa, la distribución se hace uniforme en el mismo instante en que la subrasante rompe por deformación plástica. La curva C_u representa la distribución de tensiones en este estado y la C_2 en un estado intermedio.

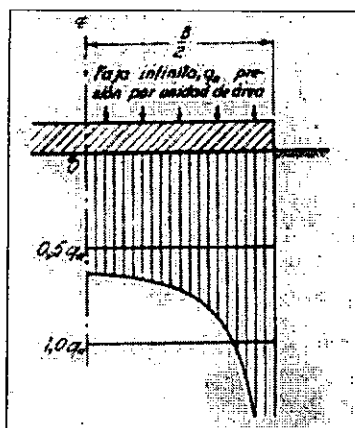


Figura 1. Distribución de la presión de contacto en la cota de fundación de una zapata rígida de longitud muy grande cargada en forma uniforme y que descansa sobre un subsuelo perfectamente elástico, homogéneo e isótropo.⁵

Si una zapata o base de fundación, sea rígida o flexible, descansa en la superficie de una masa de arena seca sin cohesión, la teoría indica que la intensidad de la presión de contacto, para cualquier carga, decrece de un máximo en el centro a cero en los bordes en la forma en que se indica en la figura 2b, resultados que han sido confirmados por investigaciones experimentales.

⁵ TERZAGHI, Op. cit., p. 255.

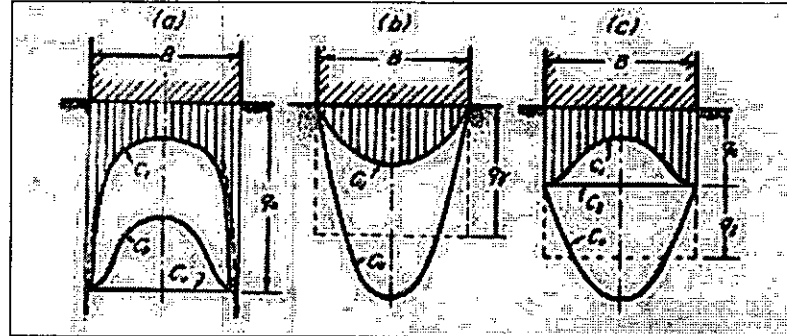


Figura 2. Distribución de la presión de contacto en la cota de fundación de una zapata rígida y lisa asentada sobre: (a) un material elástico real; (b) arena no cohesiva; (c) suelo con características intermedias. Las curvas C_u corresponden a la presión de contacto para la zapata sometida a la carga que produce la rotura del suelo.⁶

La figura 2c representa la distribución de las presiones de contacto en el plano de fundación de una base o zapata apoyada sobre una subrasante de características intermedias entre el suelos puramente cohesivos y suelos sin cohesión alguna. Para cargas pequeñas, la presión de contacto aumenta del centro hacia los bordes (curva C_1). Con el incremento de la carga, la presión en el centro aumenta mientras que en los bordes permanece inalterada. En el momento de la rotura la presión decrece del centro hacia los bordes, como lo indica la curva C_u .

3.3.2. Definición de Reacción de la Subrasante.

Bowles nos dice: "El módulo de reacción de la subrasante es una relación conceptual entre la presión del suelo y su deflexión la cual es usada con frecuencia en el análisis estructural

⁶ Ibid., p. 255.

de cimentaciones. Se usa para zapatas continuas, “mats foundations” o placas de cimentación, y varios tipos de fundaciones”⁷.

Covo afirma que:

Los apoyos sobre los cuales se soportan las estructuras sufren deformaciones más o menos apreciables, durante la construcción y después de esta. Los factores de seguridad de los suelos y rocas son tales que las deformaciones que se presentan en los apoyos se pueden modelar generalmente como resortes. Las ecuaciones básicas que relacionan la carga aplicada con la deformación son $P = K\rho$ y $M = K_\theta\theta$, para cargas axiales y momentos, respectivamente.

Considerando un nodo en un pórtico espacial en 3 dimensiones, tal como se muestra en la figura (3), podemos escribir la relación entre las constantes de los resortes las cargas y las deformaciones en forma matricial para un nodo como⁸.

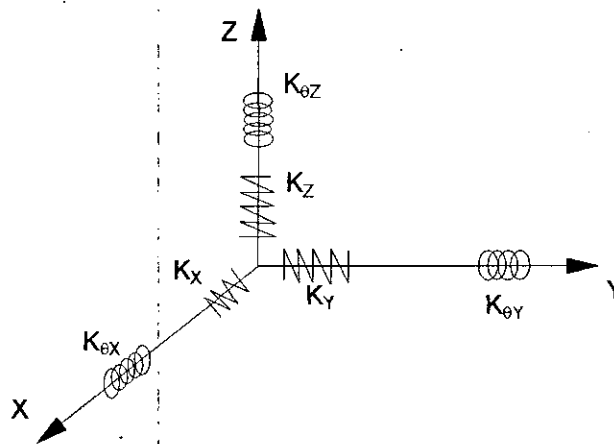


Figura 3. Esquema resortes

⁷ BOWLES, Joseph E. Foundation Analysis and Design. 5 ed. Singapur : McGraw-Hill, 1996. p 501

⁸ COVO TORRES, Alvaro Ignacio. INTRODUCCION A LA MECANICA DE SUELOS. 1ª Edición. Cartagena: 2002. p 166

$$\begin{bmatrix} P_X \\ P_Y \\ P_Z \\ M_X \\ M_Y \\ M_Z \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \mathbf{K}_x & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \mathbf{K}_y & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \mathbf{K}_z & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \mathbf{K}_{\theta x} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \mathbf{K}_{\theta y} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \mathbf{K}_{\theta z} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \rho_X \\ \rho_Y \\ \rho_Z \\ \theta_X \\ \theta_Y \\ \theta_Z \end{bmatrix} \quad (1)$$

La figura 2 demuestra que no existen relaciones simples entre las características de la deformación de la subrasante y la presión de contacto en la cara inferior de una base o zapata de fundación perfectamente rígida. Si la base no es rígida, dichas relaciones se tornan aún más complicadas y una valuación, aunque sea grosera, de la distribución real de la presión de contacto, es muy laboriosa. Sin embargo, sin algún conocimiento de la distribución real de dicha presión, no resulta posible calcular las zapatas o plateas de fundación. Por ello, es usual y necesario calcular la presión de contacto en función de hipótesis simplificativas y compensar el error que pudiera resultar de las mismas adoptando un coeficiente de seguridad adecuado.

Los procedimientos simplificados se basan en la hipótesis incorrecta y arbitraria de que el asentamiento S de cualquier elemento de un área cargada es completamente independiente de la carga que actúa sobre los elementos adyacentes. Se supone, además, en contraposición con la realidad, que la relación

$$K_s = \frac{P}{\rho} \quad (2)$$

entre la intensidad P de la presión sobre el elemento y el asentamiento que le corresponde es una constante K_s (gramos por centímetro cúbico). Para diferenciarla de la presión de contacto real que actúa en la cara inferior de la base de la fundación, la presión ficticia P que satisface la ecuación (2) se llama *reacción de la subrasante*. El coeficiente K_s se conoce como *coeficiente de reacción de la subrasante* o también como *coeficiente de balastro* y las teorías basadas en estas hipótesis son las *teorías de reacción de la subrasante*.

3.3.3. Reacción de la Subrasante en Fundaciones Rígidas.

Tratándose de fundaciones rígidas, la ecuación (2) conduce a la conclusión de que la distribución de la reacción de la subrasante debe ser lineal, ya que una fundación rígida permanece plana cuando se asienta. Por ello, basándonos en esta hipótesis, para proyectar una fundación rígida, suponemos que la reacción de la subrasante tiene distribución lineal. Debemos, además, satisfacer las condiciones estáticas, es decir: 1) la reacción total debe ser igual a la suma de las cargas que actúan sobre la subrasante; 2) el momento de la resultante de las cargas verticales con respecto a un punto cualquiera debe ser igual al momento de la reacción total con respecto al mismo punto.

La distribución de la reacción en la base de una zapata rígida es independiente de la compresibilidad de la subrasante. Esto facilita la comprensión de la diferencia entre la reacción de la subrasante y la presión de contacto real. Si la resultante Q de la carga que actúa en una zapata pasa por el centro de gravedad de la misma, la reacción de la subrasante se distribuye uniformemente en todo el área de contacto y es igual a Q/A . La distribución de

la presión real de contacto, por el contrario, puede estar lejos de ser uniforme (véase figura 2), ya que depende de las propiedades mecánicas del suelo y de la intensidad de la carga.

A pesar de estas evidentes discrepancias entre la teoría y la realidad, las teorías que consideran la reacción de la subrasante pueden utilizarse libremente en el cálculo de zapatas y bases comunes, ya que los errores se hallan dentro del margen usual de seguridad, y además, como regla general, dichos errores actúan dentro del lado de la seguridad.

3.3.4. Reacción de la Subrasante sobre Fundaciones Flexibles.

Si una zapata o una placa no es rígida, la distribución de la reacción de la subrasante depende del valor numérico de K_s y de la rigidez de la fundación a flexión. La influencia de este último factor viene ilustrada por la figura 4, que representa una sección transversal de una losa rectangular elástica de gran longitud que descansa sobre una subrasante elástica. El eje de mayor longitud de la losa soporta una carga lineal Q por unidad de longitud. A causa de la flexibilidad de la losa, el asentamiento disminuye del centro hacia los bordes, y por lo tanto, la reacción de la subrasante también disminuye de un máximo en el centro a un mínimo en los bordes. Si la losa es muy flexible, los bordes pueden levantarse y la reacción en las partes extremas de la losa hacerse cero. En cualquier caso, para una carga lineal Q dada y un ancho B de la losa también dado, el momento máximo en la losa flexible es mucho menor que en la losa rígida.

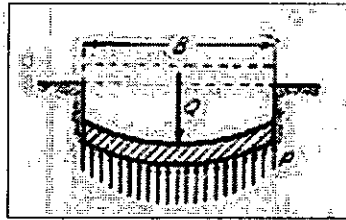


Figura 4. Zapata elástica de gran longitud, sometida a una carga lineal y soportada por una subrasante elástica. Deformación de la zapata bajo carga y distribución de la reacción de la subrasante.

La reacción de la subrasante que actúa sobre un miembro relativamente flexible de una fundación, puede calcularse por medio de la *teoría de las vigas elásticas sobre apoyos continuos elásticos*. La teoría se basa en el hecho evidente de que el desplazamiento vertical originado por el asentamiento y la flexión del miembro cargado debe en cada punto ser igual al asentamiento del terreno en dicho punto. El cálculo del asentamiento del terreno se basa en la ecuación (2). Por ello, tratándose de fundaciones elásticas, las ecuaciones para calcular la reacción de la subrasante, siempre contienen al coeficiente K_s .

En todas las teorías de la reacción de la subrasante, el coeficiente K_s , que representa la relación entre la intensidad de la carga sobre una subrasante ficticia y el desplazamiento vertical correspondiente, se supone una constante que depende sólo de las propiedades físicas del subsuelo. La realidad es que la relación entre la intensidad media de la presión en la superficie de un sólido dado y el asentamiento correspondiente no es una constante. Para zapatas circulares apoyadas sobre [un suelo isótropo y elástico], la relación decrece a medida que el radio de la fundación aumenta. Para una zapata de tamaño dado apoyada sobre el terreno, también disminuye a medida que aumenta la intensidad de la carga. Aún más, K_s es distinto para distintos puntos de la base de una misma fundación.

3.3.5 Determinación teórica de los asentamientos en el centro de un cimiento cuadrado para suelos arenosos

3.3.5.1 Asentamientos debido a la reducción en la relación de vacíos

El asentamiento de suelos en la relación de vacíos es un fenómeno dependiente del tiempo (consolidación). El asentamiento por consolidación puede ser calculado utilizando el valor de los coeficientes de compresibilidad (C_c).

De acuerdo con una investigación efectuada por el Ingeniero Álvaro Covo utilizando la ecuación de Meyerhoff, el índice de compresibilidad C_c y el coeficiente de cambio volumétrico (m_v) en las arenas pueden ser expresados en función del número de golpes del ensayo estándar (N) mediante las relaciones:

$$\begin{array}{ll} \text{a) } C_c = \frac{0,087}{N} & \text{b) } m_v = \frac{0,0039}{N} \end{array} \quad (3)$$

Como quiera que el asentamiento en arenas es prácticamente instantáneo, consideramos que el **asentamiento total en arenas** puede ser calculado utilizando un índice de compresibilidad (C_c) o un coeficiente de cambio volumétrico (m_v) acomodado que depende del ancho del cimiento, donde **B es expresado en pies**, el cual se puede expresar como sigue, para cimientos con $B > 7$ pies:

$$\text{a) } C_c = \frac{0,173}{N} \left[\frac{B+1}{B} \right]^2 \quad \text{b) } m_v = \frac{0,0078}{N} \left[\frac{B+1}{B} \right]^2 \quad (4)$$

Además del asentamiento estudiado, los suelos sufren asentamientos por distorsión elástica del suelo a volumen constante, el cual ocurre instantáneamente bajo una relación de Poisson $\mu = 0,5$. A continuación se describirán los criterios para calcular asentamientos instantáneos para el punto central de cimientos cuadrados.

Para efectos del cálculo del asentamiento, primero se calcula el esfuerzo vertical geostático inicial (σ_0) a la profundidad requerida mediante la siguiente ecuación:

$$\sigma_0 = \sum_{i=1}^n \gamma_{t_i} \cdot z_i \quad (5)$$

Donde:

γ_t : Peso unitario total de la arena

n: Numero de estratos de arena de diferente peso unitario

z: espesor de arena ubicado encima de la profundidad a la cual se calcula el asentamiento

Debido a que la presión ΔP es geostática, la presión final (σ_f) se obtiene sumando esta presión a la presión inicial obteniendo:

$$\sigma'_f = \sigma'_0 + \Delta P \quad (6)$$

Donde:

ΔP : Incremento de esfuerzo geostático ocasionado

Luego, utilizando las ecuaciones (3) o (4) calculamos los índices de compresión para la rama virgen y precomprimida C_c y C_r , respectivamente. Se agrega que:

$$C_r = 0,07 * C_c \quad (7)$$

La máxima presión de consolidación se puede estimar utilizando la siguiente ecuación:

$$\sigma'_v(\max) = \frac{\text{Cohesión}}{0,01 + 0,007 \cdot IP} \quad (8)$$

Pero para arenas se tienen índices de plasticidad (IP) cercanos a 0, por lo que la ecuación

(8) quedaría:

$$\sigma'_v(\max) = \frac{\text{Cohesión}}{0,01} \quad (8^*)$$

Y la Cohesión (C) para las arenas se puede calcular como sigue:

$$C = \sigma'_0 \cdot \tan \phi \quad (9)$$

Ahora si la presión máxima del estrato en estudio (σ'_f) no supera la presión máxima de preconsolidación (σ'_{\max}), el cambio en la relación de vacíos (Δe) se puede evaluar como sigue:

$$\Delta e = C_c \cdot \log \left(\frac{\sigma'_f}{\sigma'_0} \right), \quad (10)$$

Pero si sucede lo contrario, se debe hacer usar la siguiente ecuación:

$$\Delta e = Cr \cdot \log_{10} \left(\frac{\sigma'_{\max}}{\sigma'_0} \right) + C_c \cdot \log_{10} \left(\frac{\sigma'_f}{\sigma'_{\max}} \right) \quad (11)$$

Por último, el asentamiento por reducción en la relación de vacíos se calcula como sigue:

$$\rho = \frac{\Delta e}{1 + e_0} \cdot h \quad (12)$$

Donde:

e_0 : Relación de vacíos inicial ($e_0 = \text{Vol. de vacíos} / \text{Vol. de sólidos}$)

h : Espesor total del estrato en consideración

3.3.5.2 Asentamiento por distorsión elástica para áreas rectangulares cargadas sobre un sólido semi infinito

Schleicher, desarrolló en 1934 una solución para el asentamiento por distorsión elástica bajo la esquina de un área rectangular cargada. La solución obtenida es presentada en forma matemática a continuación:

$$\Delta\rho = \Delta q_s B \frac{1-\mu^2}{E} \times I_\rho \quad (13)$$

$$I_\rho = \frac{1}{\pi} \left[I * \ln \left(\frac{1 + \sqrt{I^2 + 1}}{I} \right) + \ln \left(I + \sqrt{I^2 + 1} \right) \right] \quad \text{Con} \quad I = \frac{L}{B} \quad (14)$$

Para un cimiento cuadrado ($l = 1$) tenemos que $I_\rho = 0,56$. Ahora bien, la ecuación (12) y la teoría de elasticidad aplicada por Newmark en 1935 se pueden utilizar para obtener el asentamiento o el esfuerzo en cualquier punto del área cargada. Obtenemos para el asentamiento del cimiento cuadrado en el centro:

$$\Delta\rho = \Delta q_s \frac{B}{2} \times \frac{1-\mu^2}{E} (4 \times 0,56) = \Delta q_s \frac{B}{E} \times 1,12(1-\mu^2) \quad (15)$$

La ecuación (13) permite calcular el asentamiento en la esquina de un área rectangular cargada, donde el sólido se considera como una masa semi infinita. Sin embargo, el asentamiento debido a las cargas que se encuentran en la superficie de la tierra se debe modelar considerando que desde un punto de vista practico, la región compresible es una pequeña porción de la corteza terrestre tal como se muestra en la figura (5):

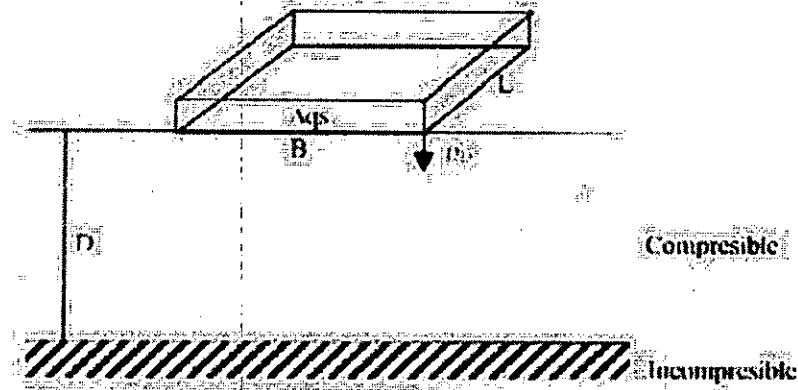


Figura 5. Esquema de cimiento sobre región finita

Esto hizo necesario desarrollar una ecuación que tuviera este factor en consideración. Una solución aproximada fue presentada por Steinbrenner en 1934. La base teórica de su solución fue la integración de la ecuación de Bousinesq para un área rectangular cargada, obteniendo el asentamiento en la esquina de dos formas. En la primera obtuvo el asentamiento desde la superficie hasta el infinito ρ_T , y luego obtuvo el asentamiento desde una profundidad D hasta el infinito obteniendo ρ_P . El asentamiento desde la superficie hasta

D será entonces $\rho_D = \rho_T - \rho_p$. La solución de dicho problema se puede obtener utilizando las ecuaciones (16) y (17).

$$\Delta\rho_D = \Delta q_s \frac{B}{E} I_p \quad (16)$$

Donde:

$$I_p = (1 - \mu^2)F_1 + (1 - \mu - 2\mu^2)F_2 \quad (17)$$

Con:

$$F_1 = \frac{1}{\pi} \left[l \times \ln \left(\frac{(1 + \sqrt{l^2 + 1})\sqrt{l^2 + d^2}}{l(1 + \sqrt{l^2 + d^2 + 1})} \right) + \ln \left(\frac{(l + \sqrt{l^2 + 1})\sqrt{1 + d^2}}{l + \sqrt{l^2 + d^2 + 1}} \right) \right] \quad (18)$$

$$F_2 = \frac{d}{2\pi} \tan^{-1} \left(\frac{l}{d\sqrt{l^2 + d^2 + 1}} \right), \quad l = \frac{L}{B} \quad \text{y} \quad d = \frac{D}{B}$$

3.3.5.3 Evaluación del Módulo de Elasticidad

De acuerdo con investigaciones teóricas utilizando la ecuación de Meyerhoff modificada publicadas en la Universidad de Cartagena, el módulo de elasticidad en arenas puede ser evaluado como una función del número de golpes considerando que **el módulo de elasticidad (E) es igual a 150 veces el número de golpes del ensayo estándar (N)**, donde E está dado en toneladas por metro cuadrado. El valor del módulo de elasticidad de una

arena también puede ser obtenido en el ensayo triaxial aplicando un esfuerzo de confinamiento equivalente al que existe en el campo.

$$E = 150 \text{ N (Ton/m}^2\text{)} \quad (19)$$

3.3.6 Determinación teórica de los valores de las rigideces (coeficientes de resorte, modulo de reacción de la subrasante o coeficiente de balastro)

El valor de la constante K_z se puede calcular de la información del estudio de suelos, conociendo el valor de la carga P_z actuando sobre el cimiento y su correspondiente asentamiento ρ_z mediante la ecuación $K_z = \frac{P_z}{\rho}$. Idealmente el valor de K_x y K_y son aproximadamente iguales a la mitad del valor de K_z ; debido a que el suelo lateral ofrece una resistencia adicional podemos tomar el valor de K_x y K_y como iguales a $0,5 K_z$. Con referencia a las figuras (3) y (6), los valores de K_z y K_θ de las ecuaciones $P_z = K_z \rho_z$ y $M = K_\theta \theta$ se pueden calcular mediante las ecuaciones:

$$\text{a) } K_z = \frac{B_y B_x \sigma_{ac}}{\rho_{ac}} ; \quad \text{b) } K_x = \frac{B_y B_x \sigma_{ac}}{3 \rho_{ac}} ; \quad \text{c) } K_y = \frac{B_y B_x \sigma_{ac}}{3 \rho_{ac}} \quad (20)$$

$$\text{d) } K_{ax} = \frac{B_y^3 B_x \sigma_{ac}}{(F^* \rho_{ac})} ; \quad \text{e) } K_{ay} = \frac{B_x^3 B_y \sigma_{ac}}{(F^* \rho_{ac})} ; \quad \text{f) } K_{\theta z} = \frac{B_x^m B_y^n \sigma_{ac}}{(F_{\theta z}^* \rho_{ac})}$$

Donde F es un factor comprendido entre 10 y 14 (sugerimos tomar 12), es el esfuerzo actuante del suelo al cual le corresponde un asentamiento (ρ) en la dirección del eje z , el cual es perpendicular al plano del dibujo. El valor de $F_{\theta z}$ fue calculado tomando un valor de $\mu = 0,4$ y se puede tomar del figura 7; con ($m=1$ y $n=3$) para $B_y > B_x$ o ($m=3$ y $n=1$) si $B_x > B_y$. En caso de cimientos sobre pilotes se puede calcular el esfuerzo admisible promedio que los pilotes ocasionan sobre el cabezal y asimilarlo a .

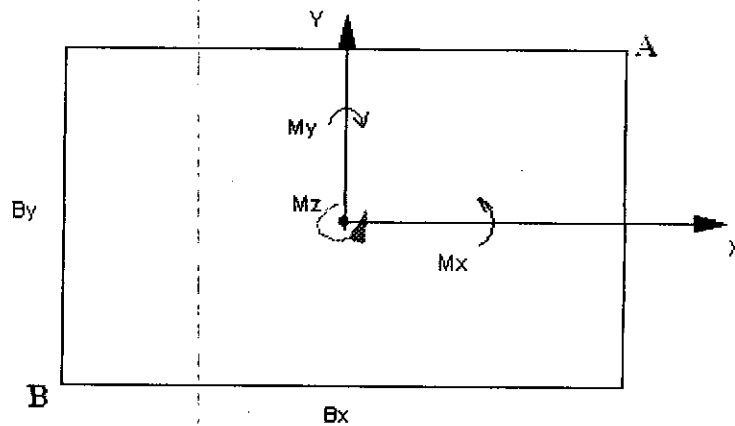


Figura 6. Momentos actuando sobre cimiento

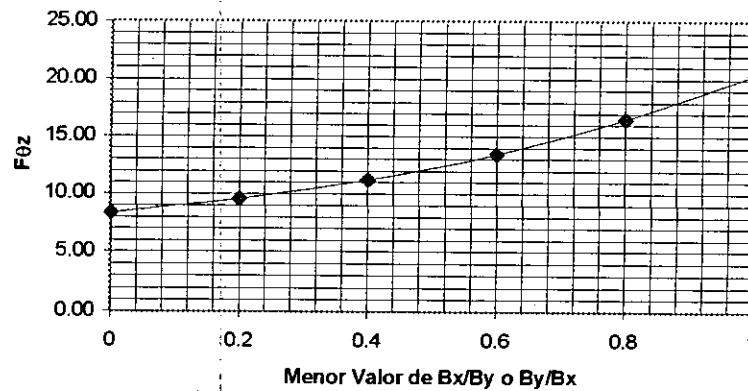


Figura 7. Factor de la ecuación (20)f

3.3.6.1 Deducción de las ecuaciones (20)*

Con referencia a la figura N° 6, consideremos que el cimiento esta sometido a un momento M_y . La expresión del valor de K puede ser obtenido considerando que el cimiento es rígido y rota debido a la diferencia en los esfuerzos σ_{max} , punto A, y σ_{min} , Punto B, lo cual origina diferencias en los asentamientos de dichos puntos. Del estudio de suelos obtenemos un asentamiento admisible ρ_{ac} para un esfuerzo σ_{ac} considerando el tamaño del cimiento (B_x por B_y), y las propiedades del suelo. Para el calculo del giro supondremos que el asentamiento entre los puntos A y B varia linealmente y que el suelo se comporta elásticamente; esto es que si el esfuerzo es igual a σ el asentamiento (ρ) correspondiente será igual a:

$$\rho = \sigma \left[\frac{\rho_{ac}}{\sigma_{ac}} \right] \quad (21)$$

Utilizando la ecuación (21) y considerando que ρ_{max} se puede calcular como el correspondiente a un esfuerzo algo menor que σ_{max} y que ρ_{min} se puede calcular como el correspondiente a un esfuerzo algo mayor que σ_{min} . Los asentamientos máximos y mínimos correspondientes a los puntos A y B se pueden calcular mediante las expresiones:

* COVO TORRES, Álvaro Ignacio. Evaluación de la Rotación en Cimientos Por Deformación del Suelo. Cartagena: UIVERSIDAD DE CARTAGENA, 1995. 16 p.

$$\rho_{\min} = \left[\sigma_{\min} + \alpha(\sigma_{\max} - \sigma_{\min}) \right] * \left[\frac{\rho_{ac}}{\sigma_{ac}} \right] \quad (22) \text{ a)}$$

$$\rho_{\max} = \left[\sigma_{\min} + \beta(\sigma_{\max} - \sigma_{\min}) \right] * \left[\frac{\rho_{ac}}{\sigma_{ac}} \right] \quad (22) \text{ b)}$$

Donde α es un número comprendido entre 0 y 0.5 y β es un número entre 0.5 y 1. Tomando el valor medio de cada lado tomemos $\alpha=0.25$ y $\beta=0.75$. Lo que nos permite escribir:

$$\rho_{\max} - \rho_{\min} = \frac{1}{2} \left[\sigma_{\max} - \sigma_{\min} \right] \left[\frac{\rho_{ac}}{\sigma_{ac}} \right] \quad (23)$$

Con referencia a la figura 6, el valor de K se puede escribir como:

$$M_{\theta_y} = K_{\theta_y} * (\theta_y) \quad (24)$$

$$\text{donde } \theta_y = \frac{\rho_{\max} - \rho_{\min}}{Bx} = \frac{1}{2Bx} \left[\sigma_{\max} - \sigma_{\min} \right] * \left[\frac{\rho_{ac}}{\sigma_{ac}} \right] \quad (25)$$

Teniendo en cuenta las expresiones utilizadas para calcular σ_{\max} y σ_{\min} en suelos obtenemos:

$$\sigma_{\max} = \frac{P}{BxB_y} + \frac{6My}{B_y(B_x)^2} \quad \text{y} \quad \sigma_{\min} = \frac{P}{BxB_y} - \frac{6My}{B_y(B_x)^2} \quad (26)$$

De donde obtenemos:

$$\sigma_{\max} - \sigma_{\min} = \frac{12My}{By(Bx)^2} \quad (27)$$

Insertando (27) en (25) y haciendo las simplificaciones del caso obtenemos finalmente:

$$K_{\theta y} = \frac{B_x^3 B_y \sigma_{ac}}{(6 * \rho_{ac})} \quad (28)$$

Por analogía obtenemos:

$$K_{\theta x} = \frac{B_y^3 B_x \sigma_{ac}}{(6 * \rho_{ac})} \quad (29)$$

Cálculos de asentamientos obtenidos teóricamente para suelos arenosos indican que el valor de F de las ecuaciones (20) es del orden de 12; en general el factor F de estas ecuaciones estará comprendido entre 10 y 14.

3.3.6.1.1 Deducción de la expresión para $K_{\theta z}$.

El valor de $K_{\theta z}$ se puede obtener considerando la ecuación de la elasticidad para secciones rectangulares:

$$M_z = \frac{GJ}{L} \theta_z \quad (30)$$

Donde: $G = \frac{E}{2(1 + \mu)}$ $\mu = \text{Relación de Poisson}$

(31)

y $J = \begin{cases} \frac{\pi \cdot d^4}{32} & \text{Sección Circular} \\ Cbt^3 & \text{Sección Rectangular} \end{cases}$ $C = \frac{1}{3} - 0.21 \frac{t}{b} \left[1 - \frac{1}{12} \left(\frac{t}{b} \right) \right]^4$

Donde t y b es la menor y mayor dimensión de la sección rectangular, respectivamente.

Considerando que $E = \left[\frac{L \cdot \sigma_{ac}}{\rho_{ac}} \right]$, donde L es la profundidad sobre la cual se genera el asentamiento asumiendo que la relación entre esfuerzo y deformación es constante a lo largo de la profundidad donde ocurre el asentamiento, obtenemos:

$$K_{\theta z} = \frac{B_x^m B_y^n \sigma_{ac}}{(F_{\theta z} \cdot \rho_{ac})}, \quad \text{donde:} \quad F_{\theta z} = \frac{2(1 + \mu)}{C}$$

El valor de $F_{\theta z}$ está dado por la Figura 7 para un valor de $\mu = 0.4$. Cimientos de sección circular se pueden asimilar al valor de $F_{\theta z}$ para cimientos de sección cuadrada.

4. ETAPA EXPERIMENTAL

4.1. ENSAYOS DE LABORATORIO

Para la realización del presente proyecto se hizo necesario efectuar los siguientes ensayos de laboratorio: humedad, granulometría, ángulo de reposo, gravedad específica, y relación de vacíos máxima y mínima. Cabe anotar que la muestra fue exclusivamente la arena que se utilizó, la cual fue traída de Colombia-Atlántico (arena de Colombia). Los resultados de los ensayos se encuentran en los **Anexos A y B.1.**

4.2. CONSTRUCCION DEL MODELO FISICO

- ✓ Construcción de una caja de madera de 1 m³ de capacidad

Para contener la arena sobre la cual se apoyaría el cimiento fue necesario construir una caja de madera (Cativo), cuyas dimensiones internas eran 1m x 1m x 1m. Cabe anotar que esta requirió de un adecuado sellado de las juntas para evitar pérdidas de material. Además con el fin de prever cualquier utilización posterior de la misma se procedió una leve inmunización con aceite quemado (**Ver Anexo B.2**).

✓ **Construcción del cimiento**

Para simular un cimiento se estimó conveniente realizarlo de concreto con las siguientes dimensiones: 15 cm x 15 cm en la base y un espesor de 30 cm. Cabe destacar que las dimensiones convenidas no son prácticas en la realidad pero que para efectos de modelo si son representativas. Además debe anotarse que al cimiento se le instalaron unas tablitas laterales para efectos del montaje de los deformímetros y una varilla vertical para el montaje de las cargas verticales (**Ver Anexo B.2**).

✓ **Construcción de elementos de montaje de carga**

Los ensayos para calcular el "K" ante torsión flexión requerían utilizar un montaje que permitiera colocar cargas laterales que ocasionaran los efectos correspondientes al cimiento, para lo cual se utilizó madera (Cativo) y canastillas para colocar peso (**Ver Anexo B.2**).

✓ **Colocación de material granular y complementarios**

Luego de construidas las grúas de carga, se procedió a la colocación de la arena en la caja, teniendo especial cuidado para mantener su condición suelta, necesaria para el primer ensayo. Además se peso el material a colocar en la caja para verificar la densidad determinada en el laboratorio. (**Ver Anexo B.2**).

4.3 REALIZACION DE LOS ENSAYOS CON EL MODELO DISEÑADO

Para la determinación de las constantes del suelo se hizo necesaria la realización de tres tipos de ensayos, los cuales hemos denominado Carga Axial, Momento Flector y Momento Torsor. Estos a su vez se dividieron en tres condiciones de consolidación de la arena: suelta, semi compacta y compacta.

✓ Carga Axial

El montaje para evaluar la influencia de este tipo de carga constaba de la colocación del cimientto en la parte central de la caja, con una profundidad de desplante 20 cm. y la colocación de dos deformímetros sobre las tablillas laterales para medir los asentamientos verticales. Luego se inició la secuencia de carga y las correspondientes mediciones de asentamientos. Es prudente repetir que este montaje y el proceso consecuente se repitieron para los tres estados de consolidación anotados (**Ver Anexo B.3-Carga Axial**).

✓ Momento flector y fuerza horizontal

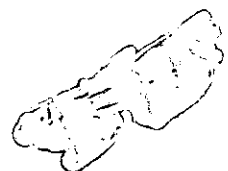
Para la aplicación de este fue necesaria la utilización de una grúa que sostenía una polea, por medio de la cual se le transmitía al cimientto la fuerza horizontal que generaba un desplazamiento y a la vez el momento flector. La fuerza horizontal fue

aplicada a 30 cm. de la base del cimiento mediante una cuerda con un peso en su extremo, representado por el mismo material granular y/o otros elementos. Se cargó el cimiento vertical y horizontalmente en una relación 10 a 1, respectivamente y se midieron los asentamientos. Los deformímetros fueron colocados de tal forma que midieran, dos de ellos los asentamientos verticales, y otro el desplazamiento horizontal. No esta de más advertir que al igual que para el ensayo anterior, aquí también se evaluó para tres estados diferentes de consolidación. (**Ver Anexo B.3-Momento Flector y Fuerza Horizontal**).

✓ Momento Torsor

En este último caso se colocaron dos grúas con sistemas de carga similares al ensayo anterior en lados opuestos, con el fin de aplicar un par torsor al cimiento. Igualmente, se midieron asentamientos con la ayuda de tres deformímetros, los cuales se ubicaron, dos laterales en lados opuestos del cimiento y acordes al par de fuerzas torsoras, y otro el verticalmente en la parte superior del cimiento. Luego se procedió a repetirlo para cumplir todas las condiciones requeridas (**Ver Anexo B.3-Momento Torsor**).

63331



5. METODOLOGIA DE TRABAJO

- ✓ El primer paso que se dio para la ejecución del presente proyecto fue la elaboración de los ensayos de laboratorios, tal cual como lo detalla la primera parte de la etapa experimental. Con los resultados obtenidos se logró efectuar un cálculo teórico de las cargas admisibles, así como los asentimientos esperados para la condición axial mediante la metodología explicada en el marco teórico y cuyos resultados se muestran más adelante.
- ✓ Ahora bien, dado que los ensayos de carga horizontal, flexión y torsión se harían en combinación con cierto incremento de carga vertical para mantener las condiciones reales en cimientos y además por facilidad de montaje, fue necesario seguir los siguientes planteamientos:

Momento Flector y Carga horizontal

Por definición se conoce que

$$M_{\alpha,y} = F \times d , \quad (32)$$

donde:

$M_{0x,y}$: momento aplicado al cimiento alrededor del eje x o del eje y

F: fuerza horizontal aplicada

d: distancia medida ortogonalmente desde el punto de aplicación de la fuerza hasta un punto de referencia (la base de la zapata en este caso), igual a 30 cm por facilidad de montaje.

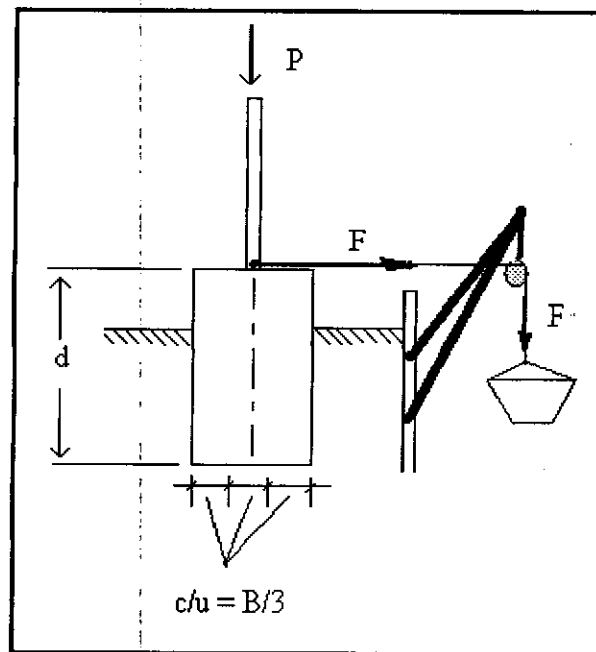


Figura 8. Esquema del montaje para ensayo de momento flector y carga horizontal

Como bien se sabe por la teoría de cimentaciones, para que no se presenten esfuerzos negativos debajo de una zapata, la excentricidad máxima permitida (e) para la carga axial

(P) es $B/6$, siendo B el ancho del cimiento (debe estar en el tercio medio). En otras palabras:

$$M_{\alpha,y} = P \times e \quad (33)$$

$$M_{\alpha,y} = P \times \frac{B}{6}$$

Igualando las ecuaciones (32) y (33), y tomando $d = 30$ cm (Altura del cimiento); y $B = 15$ cm (ancho del cimiento) tenemos:

$$F \times d = P \times \frac{B}{6}$$

$$F \times 30 = P \times \frac{15}{6}$$

$$\frac{P}{F} = \frac{30 \times 6}{15} = 12$$

Esto sería, por 1 parte de carga horizontal (F) aplicada al cimiento, se aplicarían 12 partes de carga vertical (P). Pero para tener un concepto amplio y facilitar el incremento de carga, se decide tomar una relación P/F igual a 10

$$\frac{P}{F} = 10$$

Momento Torsor

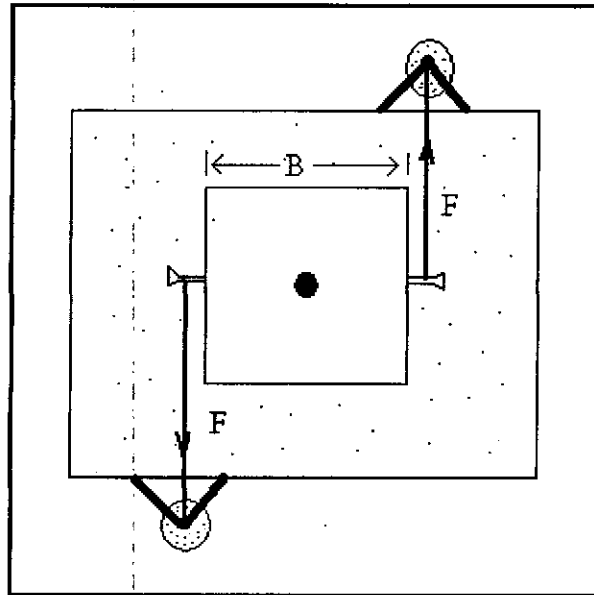


Figura 9. Esquema de montaje para ensayo de momento torsor

Basándose en la teoría desarrollada por el Ing. Covo y reemplazando en las ecuaciones (20)d), (20)e) y (20)f); los valores de $B_x = B_y = B$, $F = 12$ (promedio), $F_{\theta z} = 20$ ($B_x / B_y = 1$), $m = 3$ y $n = 1$; se tiene que

$$K_{\theta z} = K_{\theta y} = \frac{B^4 \cdot \sigma_{ac}}{(12 * \rho_{ac})}; \quad K_{\theta z} = \frac{B^4 \cdot \sigma_{ac}}{(20 * \rho_{ac})}$$

Luego,

$$\frac{K_{\theta z}}{K_{\theta x}} = \frac{1/20}{1/12} = \frac{12}{20} \quad (34)$$

A su vez

$$K_{\theta_z} = \left(\frac{12}{20}\right) K_{\theta_x} = \left(\frac{12}{20}\right) \left[\frac{M_{\theta_x}}{\theta_x} \right] \quad (35)$$

Reemplazando (33) en (35)

$$K_{\theta_z} = \left(\frac{12}{20}\right) \left[\frac{P \cdot B}{6\theta_x} \right] = \frac{M_{\theta_z}}{\theta_z} \quad (36)$$

Reduciendo

a) $M_{\theta_z} = \frac{P \cdot B}{10} \left[\frac{\theta_z}{\theta_x} \right]$ y

(37)

b) $M_{\theta_z} = F * B$

Donde F: corresponde a la fuerza del par torsor a aplicar.

Asumiendo $\theta_z / \theta_x = 1$, entonces

$$\frac{P}{F} = 10$$

Esto sería, por una parte de fuerza horizontal (F_H) aplicada al cimiento, se aplicarían diez partes de carga vertical (P).

- ✓ Luego se realizaron los ensayos con el modelo físico diseñado, se obtuvieron los datos de carga y asentamientos detallados anteriormente, que permitieron calcular los valores de K para cada una de las ecuaciones teóricas cuya verificación es objeto de esta investigación. Para ello se hizo eficiente la ayuda de herramientas como hojas

electrónicas, entre otras. La aplicación de las ecuaciones utilizadas es descrita y explicada como sigue:

Carga Axial

Para obtener los datos expuestos en las tablas de resultados para este ensayo (Tabla N° 1 a la Tabla N° 14) fueron necesario los siguientes análisis y operaciones:

Las columnas denominadas ρ_{prom} representan el asentamiento promedio que marcan los dos deformímetros verticales colocados encima del cimiento (**Ver Anexo B.2 – Carga Axial**).

Los valores del esfuerzo (σ) aplicado al cimiento expresado en T/m^2 fueron necesarios para graficar esfuerzo Vs asentamiento (ρ_{prom}) y así, aplicando el concepto de falla general en suelos expuesto por Terzaghi ubicar el rango donde la teoría del modulo de la subrasante tiene validez, es decir el rango lineal de las deformaciones.

Una vez hallado ese rango, se procedió a efectuar un ajuste de los datos por la ecuación de mínimos cuadrados para una línea recta, con el fin de tener un solo valor de pendiente (K_v) y evaluar los mismos valores de carga que se utilizaran en los ensayos de carga horizontal y flexión, y comparar posteriormente las relaciones existentes entre estos.

El valor de final de K_v se evalúa como sigue:

$$K_v = \frac{P_2 - P_1}{\rho_2 - \rho_1}, \quad (38)$$

Carga Horizontal

Para obtener los datos expuestos en las tablas de resultados para este ensayo (Tabla N° 15 a la Tabla N° 23) fueron necesario los siguientes análisis y operaciones:

Las columnas denominadas ρ_h representan el desplazamiento que marca el deformímetro lateral colocado al costado del cimiento (**Ver Anexo B.2 – Carga Horizontal y Flexión**).

Los valores de **Carga horizontal** aplicada al cimiento expresado en Kg fueron necesarios para graficar Carga Vs asentamiento (ρ_h) y así, aplicando el concepto de falla general en suelos expuesto por Terzaghi ubicar el rango donde la teoría del modulo de la subrasante tiene validez, es decir el rango lineal de las deformaciones.

Una vez hallado ese rango, se procedió a efectuar un ajuste de los datos por la ecuación de mínimos cuadrados para una línea recta, con el fin de tener un solo valor de pendiente ($K_{x,y}$).

El valor de final de $K_{x,y}$ se evalúa como sigue:

$$K_{x,y} = \frac{F_2 - F_1}{\rho_{h2} - \rho_{h1}} \quad (39)$$

Momento Flector

Para obtener los datos expuestos en las tablas de resultados para este ensayo (Tabla N° 24 a la Tabla N° 29) fueron necesario los siguientes análisis y operaciones:

Las columnas denominadas Δ_a y Δ_b representan los asentamientos que marcan los dos deformímetros verticales colocados encima del cimientto (Ver Figura N° 8 y Anexo B.2 – Momento flector y Fuerza Horizontal).

Las columnas denominadas [5] contienen los datos del momento flector (M) aplicado al cimientto, tal como lo define la ecuación (31): $M_{\alpha,y} = F \times d$

Las columnas denominadas [6] contienen los datos del valor de la deformación angular ($\theta_{x,y}$), los cuales se determinan como sigue:

$$\theta_{x,y} = \frac{|\Delta_a| + |\Delta_b|}{B} \quad (40)$$

Los valores de momento flector $M_{\theta_{x,y}}$ aplicado al cimiento expresado en $Kg \cdot cm$ fueron necesarios para graficar $M_{\theta_{x,y}}$ Vs deformación angular ($\theta_{x,y}$) y así, aplicando el concepto de falla general en suelos expuesto por Terzaghi ubicar el rango donde la teoría del modulo de la subrasante tiene validez, es decir el rango lineal de las deformaciones.

Una vez hallado ese rango, se procedió a efectuar un ajuste de los datos por la ecuación de mínimos cuadrados para una línea recta, con el fin de tener un solo valor de pendiente ($K\theta_{x,y}$) y determinar los F_{medido} para cada asentamiento, como se indica a continuación:

$$a) \quad K\theta_{x,y} = \frac{M_{\alpha,y}}{\theta_{x,y}} \quad (41)$$

$$b) \quad F_{medido} = \frac{B^2 \cdot P}{K\theta_{x,y} \cdot \rho}$$

Donde:

B: Ancho del cimiento cuadrado

P: Carga axial aplicada (vertical)

$K\theta_{x,y}$: Modulo de reacción de la subrasante ante momento en los ejes x o y (determinado mediante ec. (41))

ρ : Asentamiento vertical (tomado como el promedio entre los valores absolutos Δ_a y Δ_b

$$\left(\frac{|\Delta_a| + |\Delta_b|}{2} \right)$$

Momento torsor

Para obtener los datos expuestos en las tablas de resultados para este ensayo (Tabla N° 30 a la Tabla N° 35) fueron necesario los siguientes análisis y operaciones:

Las columnas denominadas Δ_a y Δ_b representan los asentamientos que marcan los dos deformímetros horizontales colocados opuestos entre sí a los lados del cimientto (**Anexo B.2 – Momento torsor**).

Las columnas denominadas Δ_c representan el asentamiento que marca el deformímetro vertical colocado encima cimientto (**Anexo B.2 – Momento torsor**).

Las columnas denominadas [6] contienen los datos del momento torsor (M_{θ_z}) aplicado al cimientto, tal como lo define la ecuación (37(b)): $M_{\theta_z} = F \times B$

Las columnas denominadas [7] contienen los datos del valor de la deformación angular (θ_z), los cuales se determinan como sigue:

$$\theta_z = \frac{|\Delta_a| + |\Delta_b|}{B} \quad (42)$$

Los valores de momento flector $M\theta_z$ aplicado al cimiento expresado en $Kg \cdot cm$ fueron necesarios para graficar $M\theta_z$ Vs deformación angular (θ_z) y así, aplicando el concepto de falla general en suelos expuesto por Terzaghi ubicar el rango donde la teoría del modulo de la subrasante tiene validez, es decir el rango lineal de las deformaciones.

Una vez hallado ese rango, se procedió a efectuar un ajuste de los datos por la ecuación de mínimos cuadrados para una línea recta, con el fin de tener un solo valor de pendiente ($K\theta_z$) y determinar los F_{medido} para cada asentamiento, como se indica a continuación:

$$a) \quad K\theta_z = \frac{M_{\theta_z}}{\theta_z} \quad (43)$$

$$b) \quad F_{medido} = \frac{B^2 \cdot P}{K\theta_z \cdot \rho}$$

Donde:

B: Ancho del cimiento cuadrado

P: Carga axial aplicada (vertical)

$K\theta_z$: Modulo de reacción de la subrasante ante momento con respecto al eje z
(determinado mediante ec. (43))

ρ : Asentamiento vertical (dado por Δ_c)

6. RESULTADOS OBTENIDOS

6.1 ENSAYO DE CARGA AXIAL

6.1.1 CALCULO TEÓRICO DE ASENTAMIENTOS Y CARGAS ADMISIBLES

Parámetro	Condición		
	Suelta	Semi Compacta	Compacta
γ_T (T/m ³)	1.40	1.50	1.59
Df (m)	0.20	0.20	0.20
ϕ (°)	35	38	43
Kp	3.69	4.20	5.29
N γ	12.12	17.09	31.02
Nq	13.62	17.67	27.98
qs (T/m ²)	0.28	0.30	0.32
Δq_{adm} (T/m ²)	1.70	2.41	4.20
Δq_{adm} (Kg)	38.14	54.18	94.47

Tabla N° 1. Cargas admisibles para el ensayo de carga axial.

Parámetro	Condición		
	Suelta	Semi compacta	Compacta
N	1	5	10
B (m)	0.15	0.15	0.15
μ	0.50	0.50	0.50
ΔQ_{adm} (T/m ²)	1.70	2.41	4.20
ρ_{adm} (mm)	1.42	0.40	0.35

Tabla N° 2. Asentamientos por distorsión elástica para la carga axial admisible.

Parámetro	Condición		
	Suelta	Semi compacta	Compacta
N	1	5	10
B (m)	0.15	0.15	0.15
C_c	0.0870	0.0174	0.0087
γ_T (T/m ³)	1.40	1.50	1.59
z (m)	0.50	0.50	0.50
σ'_o (T/m ²)	0.700	0.750	0.795
ΔP_{adm} (T/m ²)	0.09	0.13	0.22
$\sigma'_{f adm}$ (T/m ²)	0.79	0.88	1.02
ϕ (°)	35	38	43
C (T/m ²)	0.4901	0.5860	0.7414
$\sigma_v(\max)$ (T/m ²)	4.90	5.86	7.41
Δe_{adm}	0.00458	0.00119	0.00094
w (%)	25	25	25

Gs	2.68	2.68	2.68
e ₀	0.95	0.85	0.76
h (m)	0.5	0.5	0.5
ρ (mm) adm	1.18	0.32	0.27

Tabla N° 3. Asentamientos por reducción en la relación de vacíos para la carga axial admisible.

CONDICION	ASENTAMIENTOS		
	ρ _{de} (mm)	ρ _{Distorsion} (mm)	ρ _{TOTALES} (mm)
Suelta	1.18	1.42	2.60
Semi compacta	0.32	0.40	0.73
Compacta	0.27	0.35	0.62

Tabla N° 4. Asentamientos Totales para la carga axial admisible.

ASENTAMIENTOS TOTALES [mm]					
SUELTA		SEMI COMPACTA		COMPACTA	
CARGA [T/m ²]	TEORICOS	CARGA [T/m ²]	TEORICOS	CARGA [T/m ²]	TEORICOS
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.19	0.46	0.18	0.29	0.18	0.22
0.36	0.89	0.36	0.57	0.36	0.44
0.54	1.31	0.54	0.86	0.54	0.66
0.71	1.73	0.72	1.13	0.72	0.86
0.88	2.14	0.89	1.40	0.89	1.07
1.06	2.56	1.06	1.67	1.06	1.27
1.23	2.97	1.23	1.93	1.23	1.48
1.40	3.38	1.40	2.20	1.40	1.68

1.40	3.38	1.40	2.20	1.57	1.89
1.58	3.80	1.57	2.47	1.74	2.09
1.58	3.80	1.57	2.47	1.92	2.30
1.58	3.80	1.74	2.74	1.92	2.30
1.58	3.80	1.74	2.74	2.09	2.50
1.76	4.23	1.92	3.01	2.09	2.50
1.76	4.23	1.92	3.01	2.26	2.71
1.94	4.66	1.92	3.01	2.26	2.71
1.94	4.66	2.09	3.27	2.43	2.91
1.94	4.66	2.26	3.54	2.61	3.13
2.12	5.09	2.43	3.81	2.78	3.34
2.12	5.09	2.43	3.81	2.78	3.34
2.12	5.09	2.43	3.81	2.96	3.55
2.29	5.49	2.43	3.81	2.96	3.55
2.29	5.49	2.43	3.81	2.96	3.55
2.29	5.49	2.61	4.08	3.13	3.76
2.29	5.49	2.61	4.08	3.13	3.76
2.46	5.89	2.61	4.08	3.31	3.97
2.46	5.89			3.31	3.97
2.46	5.89			3.49	4.18
2.46	5.89			3.49	4.18
2.64	6.29			3.49	4.18
2.64	6.29			3.49	4.18
2.64	6.29			3.66	4.39
2.64	6.29			3.84	4.60
				3.84	4.60
				4.02	4.81
				4.02	4.81
				4.02	4.81
				4.19	5.02
				4.19	5.02
				4.19	5.02
				4.19	5.02
				4.19	5.02
				4.19	5.02
				4.38	5.24
				4.57	5.46
				4.57	5.46

Tabla N° 5. Asentamientos Totales para diferentes incrementos de Carga Axial

6.1.2 DATOS OBTENIDOS MEDIANTE ENSAYOS CON EL MODELO DISEÑADO

CARGA AXIAL - SUELTA		
Carga (Kg)	σ [t/m^2]	ρ prom. (mm)
0.0000	0.00	0.000
4.1958	0.19	0.076
8.1648	0.36	0.152
12.1338	0.54	0.184
15.9894	0.71	0.298
19.845	0.88	0.381
23.814	1.06	0.489
27.6696	1.23	0.648
31.5252	1.40	0.864
31.5252	1.40	0.978
35.4942	1.58	1.270
35.4942	1.58	1.308
35.4942	1.58	1.372
35.4942	1.58	1.397
39.5766	1.76	1.803
39.5766	1.76	1.835
43.6590	1.94	2.146
43.6590	1.94	2.330
43.6590	1.94	2.438
47.7414	2.12	2.807
47.7414	2.12	2.959
47.7414	2.12	3.086
51.5970	2.29	3.454
51.5970	2.29	3.670
51.5970	2.29	3.747
51.5970	2.29	3.797
55.4526	2.46	4.166
55.4526	2.46	4.356
55.4526	2.46	4.483
55.4526	2.46	4.572
59.3082	2.64	5.182
59.3082	2.64	5.359
59.3082	2.64	5.436
59.3082	2.64	5.512

Tabla N° 6. Asentamientos promedios obtenidos en el ensayo de Carga Axial-condición
suelta.

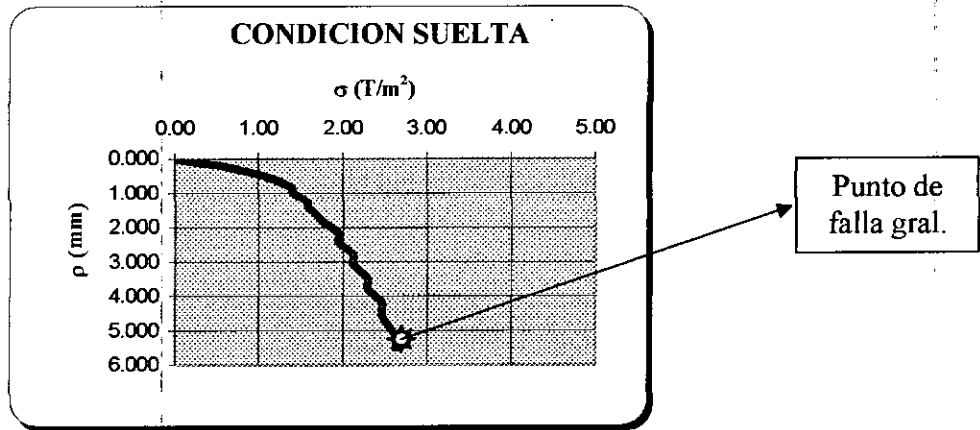


Grafico N° 1. Esfuerzo Vs Asentamientos para ensayo de Carga Axial-condición suelta.

CARGA AXIAL - SEMI COMPACTA		
Carga (Kg)	σ [T/m^2]	ρ prom. (mm)
0.00	0.00	0.00000
4.08	0.18	0.06350
8.16	0.36	0.11430
12.25	0.54	0.13970
16.10	0.72	0.17780
19.96	0.89	0.21590
23.81	1.06	0.27305
27.67	1.23	0.31750
31.53	1.40	0.40005
31.53	1.40	0.41656
35.38	1.57	0.46355
35.38	1.57	0.46990
39.24	1.74	0.56515
39.24	1.74	0.57150
43.09	1.92	0.69850
43.09	1.92	0.72390
43.09	1.92	0.73025
46.95	2.09	0.81915
50.80	2.26	0.96520
54.66	2.43	1.12395
54.66	2.43	1.16840
54.66	2.43	1.22301
54.66	2.43	1.23825
54.66	2.43	1.28270

58.63	2.61	1.49225
58.63	2.61	1.53035
58.63	2.61	1.57480

Tabla N° 7. Asentamientos promedios obtenidos en el ensayo de Carga Axial-condición semi compacta.

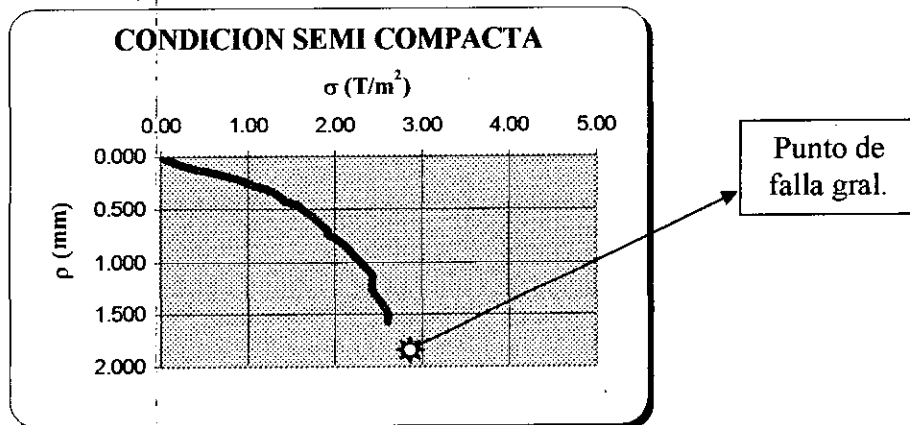


Gráfico N° 2. Esfuerzo Vs Asentamientos para ensayo de Carga Axial-condición semi compacta.

CARGA AXIAL - COMPACTA		
Carga (Kg)	σ [T/m²]	ρ prom. (mm)
0.00	0.00	0.00000
4.08	0.18	0.00000
8.16	0.36	0.05080
12.25	0.54	0.08255
16.10	0.72	0.10795
19.96	0.89	0.13970
23.81	1.06	0.17145
27.67	1.23	0.22225
31.53	1.40	0.24130
35.38	1.57	0.27940
39.24	1.74	0.36830
43.09	1.92	0.42545
43.09	1.92	0.43180

46.95	2.09	0.49530
46.95	2.09	0.51435
50.80	2.26	0.56515
50.80	2.26	0.59690
54.66	2.43	0.67310
58.63	2.61	0.74930
62.60	2.78	0.82550
62.60	2.78	0.83185
66.57	2.96	0.90170
66.57	2.96	0.91440
66.57	2.96	0.92710
70.53	3.13	1.01600
70.53	3.13	1.02870
74.50	3.31	1.10490
74.50	3.31	1.13030
78.47	3.49	1.24460
78.47	3.49	1.29540
78.47	3.49	1.31445
78.47	3.49	1.32080
82.44	3.66	1.39700
86.41	3.84	1.49860
86.41	3.84	1.54940
90.38	4.02	1.71450
90.38	4.02	1.77800
90.38	4.02	1.79070
94.35	4.19	1.90500
94.35	4.19	1.94310
94.35	4.19	1.98120
94.35	4.19	2.00660
94.35	4.19	2.01930
94.35	4.19	2.05740
98.54	4.38	2.13360
102.74	4.57	2.38760
102.74	4.57	2.75590

Tabla N° 8. Asentamientos promedios obtenidos en el ensayo de Carga Axial-condición compacta.

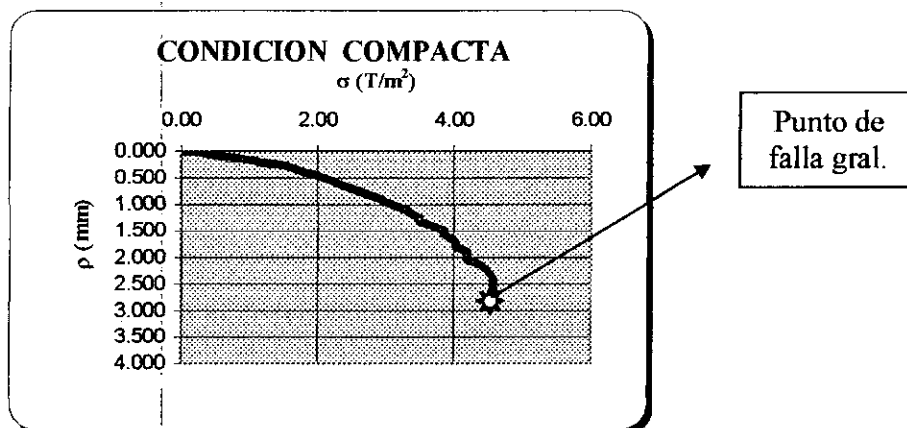


Grafico N° 3. Esfuerzo Vs Asentamientos para ensayo de Carga Axial-condición compacta.

6.1.3 AJUSTE POR MINIMOS CUADRADOS DE LOS DATOS OBTENIDOS EN EL ENSAYO DE CARGA AXIAL

CONDICIÓN SUELTA - Ajuste		
ρ (mm)	Carga (Kg)	K_v [Kg/mm]
0.0000	0.000	0.00
0.0706	3.856	54.64
0.1411	7.711	54.64
0.2117	11.567	54.64
0.2822	15.422	54.64
0.3528	19.278	54.64
0.4233	23.134	54.64
0.4939	26.989	54.64
0.5645	30.845	54.64
0.5645	30.845	54.64
0.5645	30.845	54.64

0.5645	30.845	54.64
0.6350	34.700	54.64
0.6350	34.700	54.64
0.6350	34.700	54.64
0.6350	34.700	54.64
0.6350	34.700	54.64

Tabla N° 9. Asentamientos y Kv obtenidos por ajuste de los datos medidos en Carga Axial-condición suelta (Tabla N° 6).

UNIDAD	Kv Definitivo
Kg/mm	54.64
Lb/pulg	3059.92
Lb/pulg ³	85.31

Tabla N° 10. Kv definitivo (promedio) ajustado para el rango de Carga Axial admisible en condición suelta.

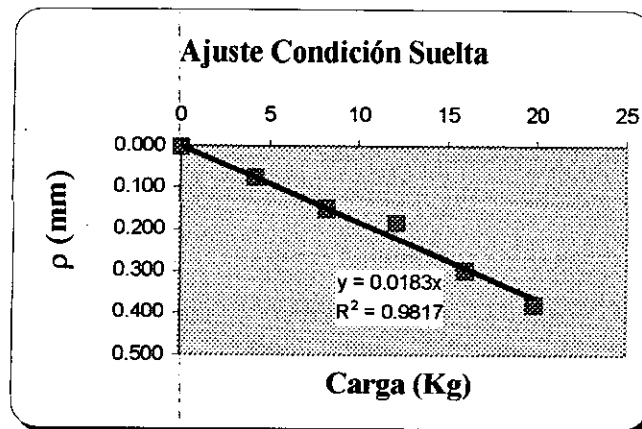


Gráfico N° 4. Carga Vs Asentamientos (Ajustado) para ensayo de Carga Axial-condición suelta.

CONDICIÓN SEMI COMPACTA - Ajuste		
ρ (mm)	Carga (Kg)	Kv [Kg/mm]
0.00000	0.00	0.00
0.04395	3.86	87.72
0.08791	7.71	87.72
0.13186	11.57	87.72
0.17582	15.42	87.72
0.21977	19.28	87.72
0.26372	23.13	87.72
0.26372	23.13	87.72
0.30768	26.99	87.72
0.35163	30.84	87.72
0.35163	30.84	87.72
0.39558	34.70	87.72
0.39558	34.70	87.72
0.39558	34.70	87.72
0.43954	38.56	87.72
0.43954	38.56	87.72
0.43954	38.56	87.72
0.48349	42.41	87.72
0.48349	42.41	87.72
0.53003	46.49	87.72
0.53003	46.49	87.72
0.57657	50.58	87.72
0.57657	50.58	87.72
0.57657	50.58	87.72
0.57657	50.58	87.72

Tabla N° 11. Asentamientos y Kv obtenidos por ajuste de los datos medidos en Carga

Axial-condición semi compacta (Tabla N° 7).

UNIDAD	Kv Definitivo
Kg/mm	87.72
Lb/pulg	4911.97
Lb/pulg ³	136.94

Tabla N° 12. Kv definitivo (promedio) ajustado para el rango de Carga Axial admisible en condición semi compacta.

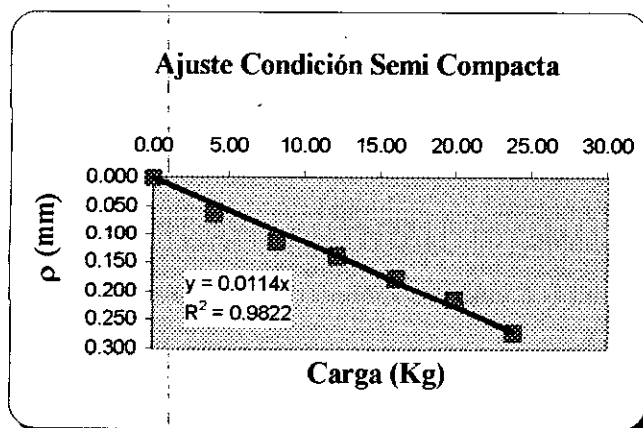


Grafico N° 5. Carga Vs Asentamientos (Ajustado) para ensayo de Carga Axial-condición semi compacta.

CONDICIÓN COMPACTA - Ajuste		
Asent (Pulg)	Carga (Lbs)	Kv [lb/pulg]
0.00000	0.00	0.00
0.02892	3.86	133.33
0.05783	7.71	133.33
0.08675	11.57	133.33
0.11567	15.42	133.33
0.14459	19.28	133.33
0.17350	23.13	133.33

0.20242	26.99	133.33
0.23134	30.84	133.33
0.26025	34.70	133.33
0.28917	38.56	133.33
0.31809	42.41	133.33
0.34785	46.38	133.33
0.37762	50.35	133.33
0.40739	54.32	133.33
0.43886	58.51	133.33
0.46863	62.48	133.33
0.49839	66.45	133.33
0.52816	70.42	133.33
0.61746	82.33	133.33
0.61746	82.33	133.33
0.61746	82.33	133.33
0.61746	82.33	133.33

Tabla N° 13. Asentamientos y Kv obtenidos por ajuste de los datos medidos en Carga Axial-condición compacta (Tabla N° 8).

UNIDAD	Kv Definitivo
Kg/mm	133.33
Lb/pulg	7466.20
Lb/pulg ³	208.15

Tabla N° 14. Kv definitivo (promedio) ajustado para el rango de carga Axial admisible en condición compacta.

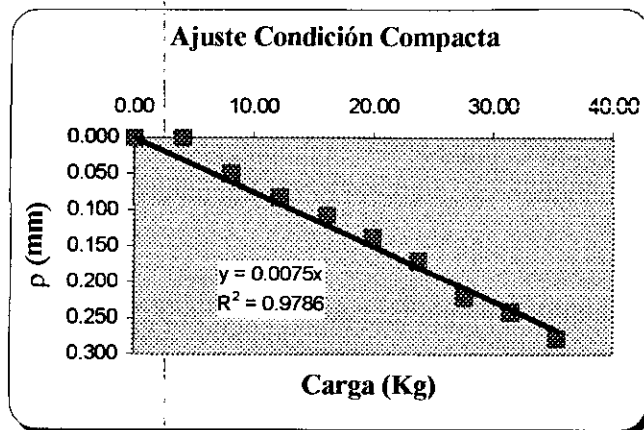


Grafico N° 6. Carga Vs Asentamientos (Ajustado) para ensayo de Carga Axial-condición compacta.

6.2 ENSAYO DE CARGA HORIZONTAL

DESP. HORIZONTAL - SUELTA		
Carga Vertical (Kg)	Carga Horizontal (Kg)	p_h (mm)
0.00	0.00	0.00000
3.86	0.39	0.15240
7.71	0.77	0.25400
11.57	1.16	0.30480
15.42	1.54	0.43180
19.28	1.93	0.55880
23.13	2.31	0.66040
26.99	2.70	0.86360
30.84	3.08	1.01600
30.84	3.08	1.16840
30.84	3.08	1.29540
30.84	3.08	1.37160
34.70	3.47	1.47320
34.70	3.47	1.47320

34.70	3.47	1.47320
34.70	3.47	1.47320
34.70	3.47	1.47320

Tabla N° 15. Desplazamientos horizontales obtenidos en el ensayo de Carga Horizontal-
condición suelta.

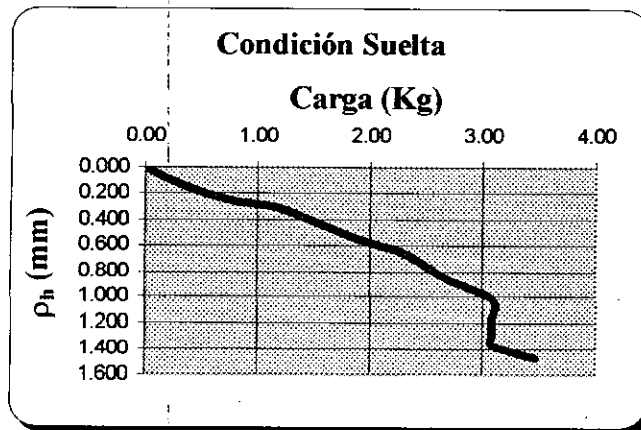


Gráfico N° 7. Carga Horizontal Vs Asentamientos para ensayo de Carga Horizontal-
condición suelta.

DESP. HORIZONTAL - SEMI COMPACTA		
Carga Vertical (Kg)	Carga Horizontal (Kg)	P_h (mm)
0.00	0.00	0.00000
2.04	0.20	0.12700
8.39	0.84	0.20320
14.74	1.47	0.27940
21.09	2.11	0.50800
27.44	2.74	0.71120
33.79	3.38	0.81280

37.31	3.73	0.93980
40.82	4.08	1.14300
44.34	4.43	1.34620
46.95	4.69	1.49860

Tabla N° 16. Desplazamientos horizontales obtenidos en el ensayo de Carga Horizontal-
condición semi compacta.

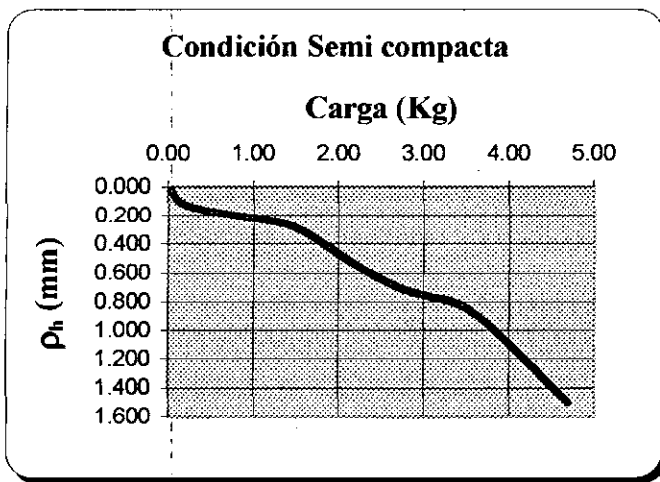


Grafico N° 8. Carga Horizontal Vs Asentamientos para ensayo de Carga Horizontal-
condición semi compacta.

DESP. HORIZONTAL - COMPACTA		
Carga Vertical (Kg)	Carga Horizontal (Kg)	ρ _h (mm)
0.00	0.00	0.00000
2.04	0.20	0.02540
8.39	0.84	0.38100
14.74	1.47	0.55880
21.09	2.11	0.63500

27.44	2.74	0.83820
33.79	3.38	0.86360
37.31	3.73	0.99060
40.82	4.08	1.06680
44.34	4.43	1.09220
46.95	4.69	1.14300

Tabla N° 17. Desplazamientos horizontales obtenidos en el ensayo de Carga Horizontal-
condición compacta.

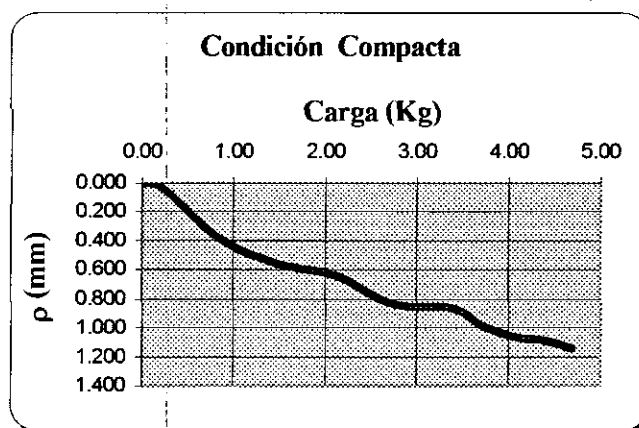


Gráfico N° 9. Carga Horizontal Vs Asentamientos para ensayo de Carga Horizontal-
condición compacta.

6.2.1 AJUSTE POR MINIMOS CUADRADOS DE LOS DATOS OBTENIDOS EN EL ENSAYO DE CARGA HORIZONTAL

CONDICIÓN SUELTA - Ajuste		
ρ (mm)	Carga (Kg)	$K_{x,y}$ [Kg/mm]
0.00000	0.00	3.25
0.11875	0.39	3.25
0.23750	0.77	3.25
0.35626	1.16	3.25
0.47501	1.54	3.25
0.59376	1.93	3.25
0.71251	2.31	3.25
0.83127	2.70	3.25
0.95002	3.08	3.25
0.95002	3.08	3.25
0.95002	3.08	3.25
0.95002	3.08	3.25
1.06877	3.47	3.25
1.06877	3.47	3.25
1.06877	3.47	3.25
1.06877	3.47	3.25
1.06877	3.47	3.25

Tabla N° 18. Asentamientos y $K_{x,y}$ obtenidos por ajuste de los datos medidos en Carga Horizontal-condición suelta (Tabla N° 15).

UNIDAD	$K_{x,y}$ Definitivo
Kg/mm	3.25
Lb/pulg	181.81
Lb/pulg ³	5.07

Tabla N° 19. $K_{x,y}$ definitivo (promedio) ajustado para el rango de carga Horizontal admisible en condición suelta.

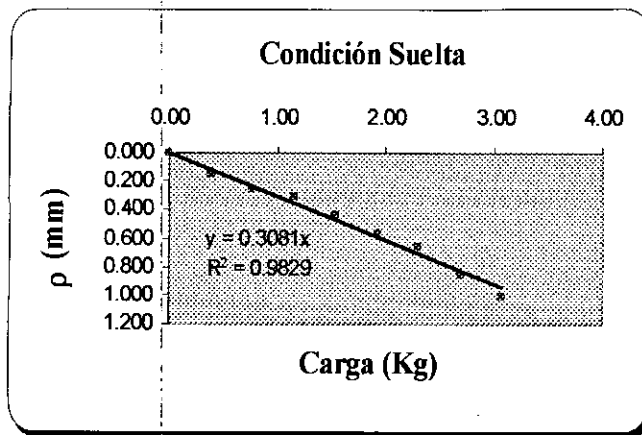


Gráfico N° 10. Carga Horizontal Vs Asentamientos (Ajustado) para ensayo de Carga Horizontal-condición suelta.

CONDICIÓN SEMI COMPACTA - Ajuste		
ρ (mm)	Carga (Kg)	K_{xy} [Kg/mm]
0.00000	0.00	3.58
0.05705	0.20	3.58
0.23455	0.84	3.58
0.41204	1.47	3.58
0.58953	2.11	3.58
0.76703	2.74	3.58
0.94452	3.38	3.58
1.04278	3.73	3.58
1.14103	4.08	3.58
1.23929	4.43	3.58
1.31219	4.69	3.58

Tabla N° 20. Asentamientos y K_{xy} obtenidos por ajuste de los datos medidos en Carga Horizontal-condición semi compacta (Tabla N° 16).

UNIDAD	$K_{x,y}$ Definitivo
Kg/mm	3.58
Lb/pulg	200.35
Lb/pulg ³	5.59

Tabla N° 21. $K_{x,y}$ definitivo (promedio) ajustado para el rango de carga Horizontal admisible en condición semi compacta.

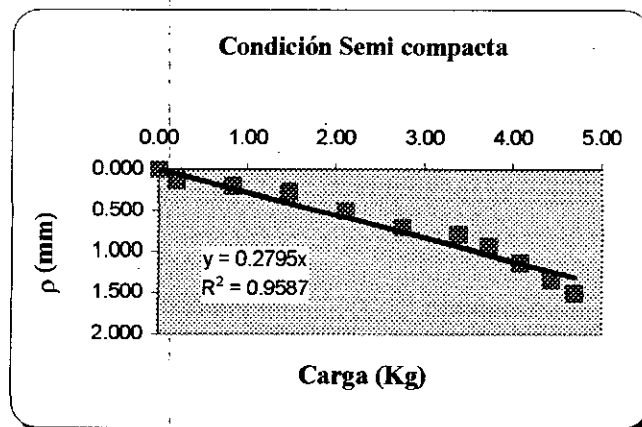


Grafico N° 11. Carga Horizontal Vs Asentamientos (Ajustado) para ensayo de Carga Horizontal-condición semi compacta.

CONDICIÓN COMPACTA - Ajuste		
ρ (mm)	Carga (Kg)	$K_{x,y}$ [Kg/mm]
0.00000	0.00	3.80
0.05374	0.20	3.80
0.22095	0.84	3.80
0.38816	1.47	3.80
0.55536	2.11	3.80
0.72257	2.74	3.80
0.88977	3.38	3.80

0.98234	3.73	3.80
1.07490	4.08	3.80
1.16746	4.43	3.80
1.23613	4.69	3.80

Tabla N° 22. Asentamientos y $K_{x,y}$ obtenidos por ajuste de los datos medidos en Carga Horizontal-condición compacta (Tabla N° 17).

UNIDAD	$K_{x,y}$ Definitivo
Kg/mm	3.80
Lb/pulg	212.67
Lb/pulg ³	5.93

Tabla N° 23. $K_{x,y}$ definitivo (promedio) ajustado para el rango de carga Horizontal admisible en condición compacta.

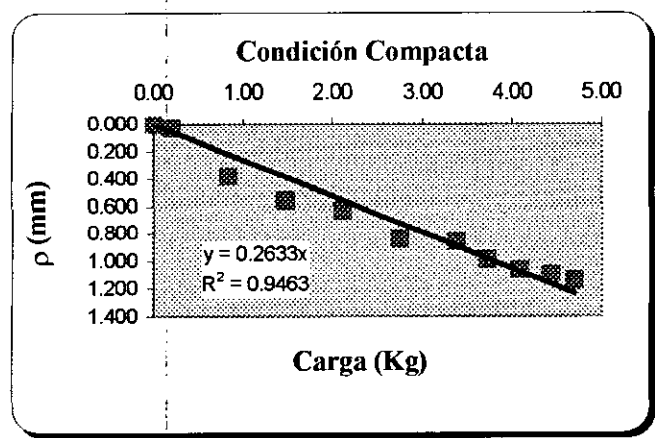


Gráfico N° 12. Carga Horizontal Vs Asentamientos (Ajustado) para ensayo de Carga Horizontal-condición compacta.

6.3 ENSAYO DE MOMENTO FLECTOR

Momento Flector - Condición Suelta					
Δ_s (mm) [1]	Δ_s (mm) [2]	Carga Vertical (Kg) [3]	Carga Horizontal (Kg) [4]	M (Kg.cm) [5]=[4]*d	$\theta_{x,y}$ [6] = $\frac{[1] + [2]}{B}$
0.000	0	0.00	0.00	0.0	0
0.076	0.2286	3.86	0.39	11.6	0.00102
0.610	0.3302	7.71	0.77	23.1	0.00186
0.762	0.4064	11.57	1.16	34.7	0.00237
1.041	0.4572	15.42	1.54	46.3	0.00389
1.346	0.4826	19.28	1.93	57.8	0.00576
1.753	0.889	23.13	2.31	69.4	0.00576
2.667	1.016	26.99	2.70	81.0	0.01101
3.327	1.4986	30.84	3.08	92.5	0.01219
3.581	1.778	30.84	3.08	92.5	0.01202
3.683	2.032	30.84	3.08	92.5	0.01101
3.759	2.0828	30.84	3.08	92.5	0.01118
5.080	2.6162	34.70	3.47	104.1	0.01643
5.258	2.7686	34.70	3.47	104.1	0.01659
5.309	2.8194	34.70	3.47	104.1	0.01659
5.461	2.9972	34.70	3.47	104.1	0.01643
5.588	3.0226	34.70	3.47	104.1	0.01710

Tabla N° 24. Desplazamientos angulares obtenidos en el ensayo de Momento Flector-
condición suelta.

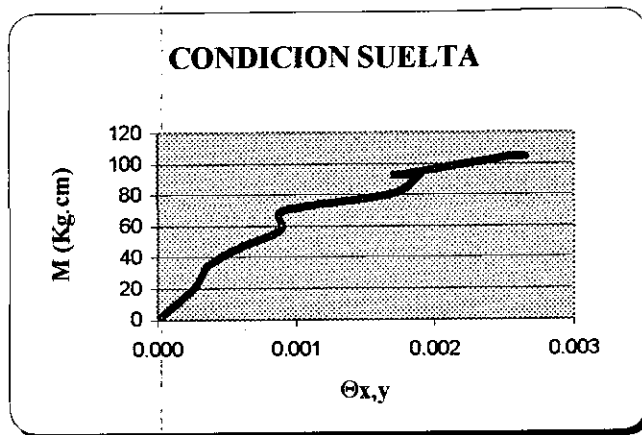


Grafico N° 13. Momento Vs Deformación Angular para ensayo de Momento Flector- condición suelta.

Momento Flector - Condición Semi compacta					
Δ_x (mm) [1]	Δ_y (mm) [2]	Carga Vertical (Kg) [3]	Carga Horizontal (Kg) [4]	M (Kg.cm) [5]-[4]*d	$\theta_{x,y}$ [6] = $\frac{[1] + [2]}{B}$
0.000	0	0.00	0.00	0.0	0.00000
0.432	0	3.86	0.39	11.6	0.00288
1.346	-0.0762	7.71	0.77	23.1	0.00948
1.854	-0.0508	11.57	1.16	34.7	0.01270
2.337	-0.1016	15.42	1.54	46.3	0.01626
3.150	-0.1778	19.28	1.93	57.8	0.02218
3.734	-0.2286	23.13	2.31	69.4	0.02642
3.810	-2.3114	23.13	2.31	69.4	0.04081
4.293	-2.4638	26.99	2.70	81.0	0.04504
5.055	-2.3876	30.84	3.08	92.5	0.04961
5.232	-2.1844	30.84	3.08	92.5	0.04945
6.096	-2.2098	34.70	3.47	104.1	0.05537
6.579	-2.032	34.70	3.47	104.1	0.05740
6.706	-1.9304	34.70	3.47	104.1	0.05757
7.518	-1.8034	38.56	3.86	115.7	0.06215
7.798	-1.5494	38.56	3.86	115.7	0.06231
7.938	-1.4478	38.56	3.86	115.7	0.06257
8.738	-1.27	42.41	4.24	127.2	0.06672

* Los valores negativos corresponden a lecturas en donde el vástago del deformímetro estaba entrando.

8.992	-1.0668	42.41	4.24	127.2	0.06706
10.262	-0.4064	46.49	4.65	139.5	0.07112
10.617	-0.1016	46.49	4.65	139.5	0.07146
11.684	0.6096	50.58	5.06	151.7	0.07383
11.963	0.9144	50.58	5.06	151.7	0.07366
12.116	1.0414	50.58	5.06	151.7	0.07383
12.243	1.2954	50.58	5.06	151.7	0.07298

Tabla N° 25. Desplazamientos angulares obtenidos en el ensayo de Momento Flector-
condición semi compacta.

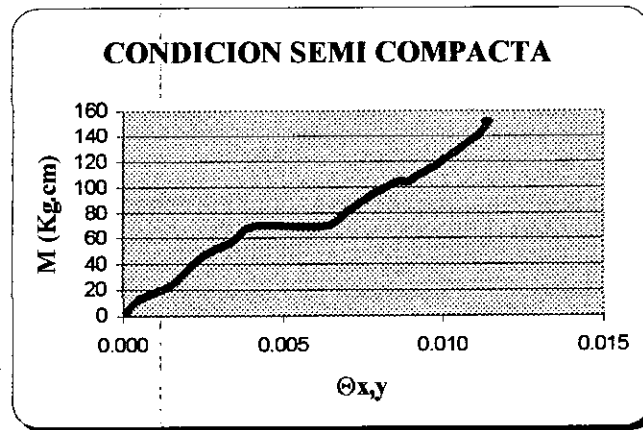


Grafico N° 14. Momento Vs Deformación Angular para ensayo de Momento Flector-
condición semi compacta.

Momento Flector - Condición Compacta					
Δ_x (mm) [1]	Δ_y (mm) [2]	Carga Vertical (Kg) [3]	Carga Horizontal (Kg) [4]	M (Kg.cm) [5]=[4]*d	$\theta_{x,y}$ [6] = $\frac{[1]+[2]}{B}$
0.000	0.000	0.00	0.00	0.0	0.00000
0.254	-0.229	3.86	0.39	11.6	0.00322
0.457	-0.254	7.71	0.77	23.1	0.00474
0.483	-0.508	11.57	1.16	34.7	0.00660
0.559	-0.559	15.42	1.54	46.3	0.00745
0.737	-0.508	19.28	1.93	57.8	0.00830
0.940	-0.584	23.13	2.31	69.4	0.01016
0.940	-0.787	26.99	2.70	81.0	0.01151
0.940	-0.813	30.84	3.08	92.5	0.01168
1.092	-0.508	34.70	3.47	104.1	0.01067
1.194	-0.508	38.56	3.86	115.7	0.01135
1.422	-0.483	42.41	4.24	127.2	0.01270
1.524	-0.406	46.38	4.64	139.1	0.01287
1.549	-0.356	50.35	5.03	151.0	0.01270
1.676	-0.229	54.32	5.43	163.0	0.01270
1.880	-0.203	58.51	5.85	175.5	0.01389
1.981	-0.102	62.48	6.25	187.5	0.01389
2.108	0.025	66.45	6.65	199.4	0.01389
2.388	0.203	70.42	7.04	211.3	0.01456
2.972	0.737	82.33	8.23	247.0	0.01490
3.302	0.838	82.33	8.23	247.0	0.01643
3.429	0.914	82.33	8.23	247.0	0.01676
4.597	1.676	82.33	8.23	247.0	0.01947

Tabla N° 26. Desplazamientos angulares obtenidos en el ensayo de Momento Flector-
condición compacta.

Los valores negativos corresponden a lecturas en donde el vástago del deformímetro estaba entrando.

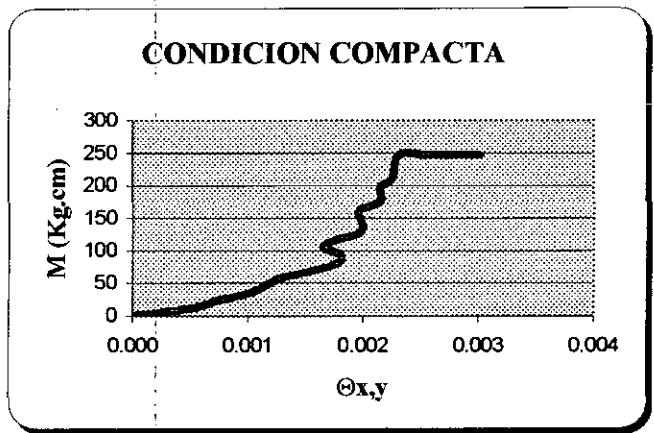


Grafico N° 15. Momento Vs Deformación Angular para ensayo de Momento Flector-
condición compacta.

**6.3.1 AJUSTE POR MINIMOS CUADRADOS DE LOS DATOS OBTENIDOS EN
EL ENSAYO DE MOMENTO FLECTOR**

CONDICION SUELTA - Ajuste			
M (Kg.cm)	θ_{x,y}	Kθ_{x,y} (Kg . cm)	F medido
0.0	0.00000	0	0.00
11.6	0.00104	11128	5.12
23.1	0.00208	11128	3.32
34.7	0.00312	11128	4.00
46.3	0.00416	11128	4.16
57.8	0.00520	11128	4.26
69.4	0.00624		
81.0	0.00728		
92.5	0.00832		
92.5	0.00832		
92.5	0.00832		

92.5	0.00832		F definitivo = 4.17
104.1	0.00935		
104.1	0.00935		
104.1	0.00935		
104.1	0.00935		
104.1	0.00935		

Tabla N° 27. $K_{\theta_{x,y}}$ y F obtenidos por ajuste de los datos medidos en Momento Flector-condición suelta (Tabla N° 24).

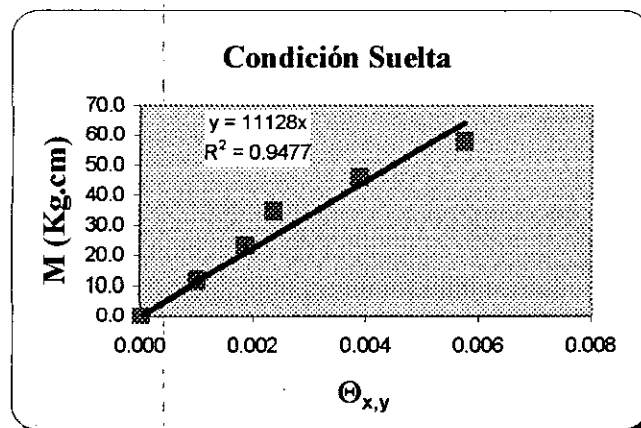


Gráfico N° 16. Momento Vs Deformación Angular (Ajustado) para ensayo de Momento Flector-condición suelta.

CONDICION SEMI COMPACTA - Ajuste			
M (Kg.cm)	θ_{xy}	$K\theta_{xy}$ (Kg.cm)	F medido
0.0	0.00000	0	0.00
11.6	0.00435	2662	15.09
23.1	0.00869	2662	9.16
34.7	0.01304	2662	10.26
46.3	0.01738	2662	10.69
57.8	0.02173	2662	9.79
69.4	0.02607	2662	9.87
69.4	0.02607		F definitivo = 10.81
81.0	0.03042		
92.5	0.03476		
92.5	0.03476		
104.1	0.03911		
104.1	0.03911		
104.1	0.03911		
115.7	0.04345		
115.7	0.04345		
115.7	0.04345		
127.2	0.04780		
127.2	0.04780		
139.5	0.05240		
139.5	0.05240		
151.7	0.05700		
151.7	0.05700		
151.7	0.05700		
151.7	0.05700		

Tabla N° 28. $K\theta_{xy}$ y F obtenidos por ajuste de los datos medidos en Momento Flector-
condición semi compacta (Tabla N° 25).

63331



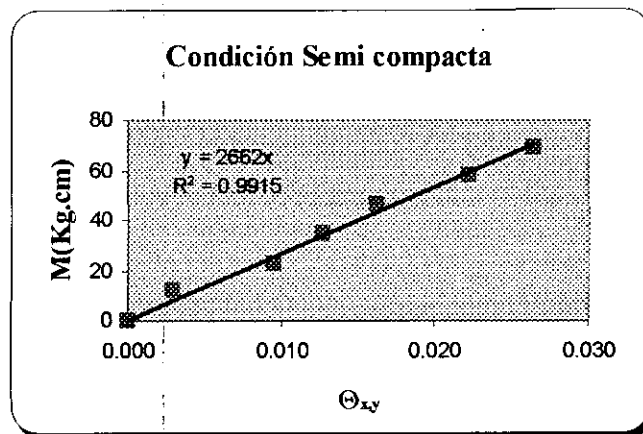


Grafico N° 17. Momento Vs Deformación Angular (Ajustado) para ensayo de Momento Flector-condición semi compacta.

CONDICION COMPACTA - Ajuste			
M (Kg.cm)	θ_{xy}	$K\theta_{xy}$ (Kg . cm)	F medido
0.0	0.00000	0	0.00
11.6	0.00178	6500.2	3.62
23.1	0.00356	6500.2	7.51
34.7	0.00534	6500.2	8.08
46.3	0.00712	6500.2	9.55
57.8	0.00890	6500.2	10.72
69.4	0.01068	6500.2	10.51
81.0	0.01246	6500.2	10.82
92.5	0.01424		
104.1	0.01602		
115.7	0.01779		
127.2	0.01957		
139.1	0.02141		
151.0	0.02324		
163.0	0.02507		
175.5	0.02701		
187.5	0.02884		
199.4	0.03067		

211.3	0.03250		F definitivo = 8.96
247.0	0.03800		
247.0	0.03800		
247.0	0.03800		
247.0	0.03800		

Tabla N° 29. $K\theta_{x,y}$ y F obtenidos por ajuste de los datos medidos en Momento Flector-condición compacta (Tabla N° 26).

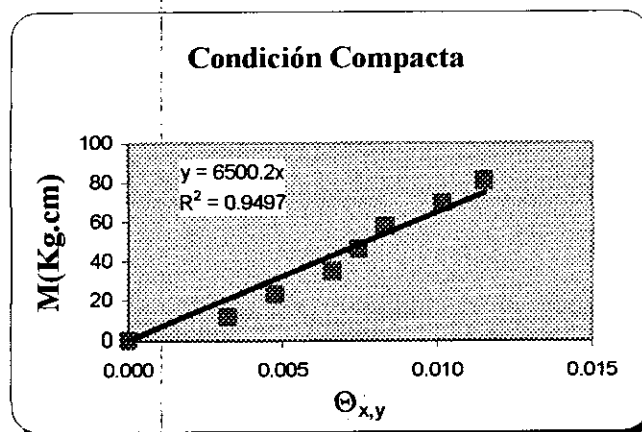


Grafico N° 18. Momento Vs Deformación Angular (Ajustado) para ensayo de Momento Flector-condición compacta.

6.4 ENSAYOS DE MOMENTO TORSOR

Momento Torsor -Condición Suelta						
Δ_a (mm) [1]	Δ_b (mm) [2]	Δ_c (mm) [3]	Carga Vertical (Kg) [4]	Carga Horizontal (Kg) [5]	M (Kg.cm) [6]=[5]*22.5	θ_T
0.000	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	0.0000
1.016	-0.686	0.864	3.86	0.39	8.68	0.0022
1.143	-0.864	1.067	7.71	0.77	17.35	0.0019
1.168	-1.118	1.321	11.57	1.16	26.03	0.0003
1.219	-1.422	1.727	15.42	1.54	34.70	0.0014
1.422	-1.676	2.159	19.28	1.93	43.38	0.0017
1.448	-2.057	2.718	23.13	2.31	52.05	0.0041
1.727	-2.642	3.581	26.99	2.70	60.73	0.0061
2.134	-3.327	4.445	30.84	3.08	69.40	0.0080
2.134	-3.429	4.674	30.84	3.08	69.40	0.0086
2.692	-4.191	5.690	34.70	3.47	78.08	0.0100
2.692	-4.369	5.867	34.70	3.47	78.08	0.0112
2.845	-5.207	6.985	38.56	3.86	86.75	0.0157
2.845	-5.410	7.264	38.56	3.86	86.75	0.0171
2.870	-5.537	7.442	38.56	3.86	86.75	0.0178

Tabla N° 30. Desplazamientos angulares obtenidos en el ensayo de Momento Torsor-
condición suelta.

Los valores negativos corresponden a lecturas en donde el vástago del deformímetro estaba entrando

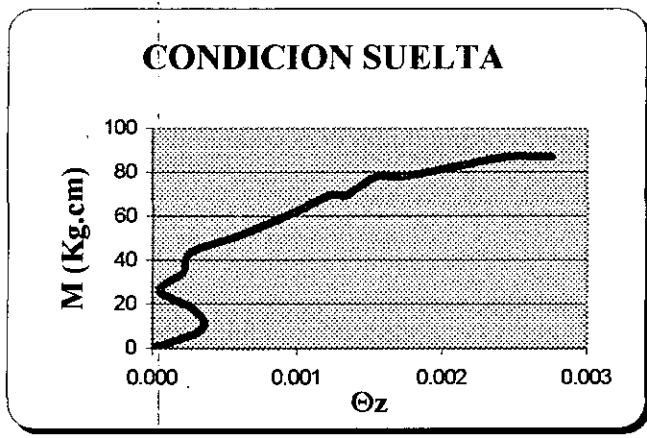


Grafico N° 19. Momento Vs Deformación Angular para ensayo de Momento Torsor-
condición suelta.

Momento Torsor -Condición Semi compacta						
Δ_s (mm) [*] [1]	Δ_b (mm) [*] [2]	Δ_c (mm) [3]	Carga Vertical (Kg) [4]	Carga Horizontal (Kg) [5]	M (Kg.cm) [6]=[5]*22.5	θ_z
0.000	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	0.0000
-0.025	0.000	0.051	3.86	0.39	8.68	0.0002
-0.102	-0.076	0.178	7.71	0.77	17.35	0.0012
-0.203	-0.076	0.254	11.57	1.16	26.03	0.0019
-0.381	-0.152	0.508	15.42	1.54	34.70	0.0036
-0.432	-0.432	0.711	19.28	1.93	43.38	0.0058
-0.483	-0.432	0.813	23.13	2.31	52.05	0.0061
-0.508	-0.483	0.914	26.99	2.70	60.73	0.0066
-0.584	-0.483	1.041	30.84	3.08	69.40	0.0071
-0.610	-0.533	1.168	34.70	3.47	78.08	0.0076
-0.660	-0.610	1.372	38.56	3.86	86.75	0.0085
-0.686	-0.635	1.600	42.41	4.24	95.43	0.0088
-0.787	-0.787	1.854	46.49	4.65	104.61	0.0105
-0.864	-1.016	2.337	50.58	5.06	113.80	0.0125
-1.016	-1.194	2.819	54.55	5.45	122.73	0.0147
-1.118	-1.346	3.277	58.51	5.85	131.66	0.0164
-1.041	-2.159	4.089	62.71	6.27	141.10	0.0213
-1.067	-2.286	4.369	62.71	6.27	141.10	0.0224

* Los valores negativos corresponden a lecturas en donde el vástago del deformímetro estaba entrando.

-1.143	-2.362	4.420	62.71	6.27	141.10	0.0234
-1.143	-2.311	4.445	62.71	6.27	141.10	0.0230
-1.753	-2.692	6.096	62.71	6.27	141.10	0.0296
-1.778	-2.819	6.299	62.71	6.27	141.10	0.0306

Tabla N° 31. Desplazamientos angulares obtenidos en el ensayo de Momento Torsor-
condición semi compacta.

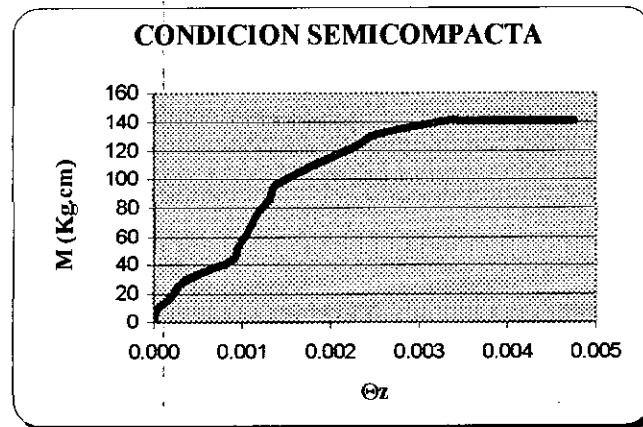


Gráfico N° 20. Momento Vs Deformación Angular para ensayo de Momento Torsor-
condición semi compacta.

Momento Torsor -Condición Compacta						
Δ_a (mm) [*] [1]	Δ_b (mm) [*] [2]	Δ_c (mm) [3]	Carga Vertical (Kg) [4]	Carga Horizontal (Kg) [5]	M (Kg.cm) [6]=[5]*22.5	θ_z
0.000	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	0.0000
0.076	-0.229	0.203	3.86	0.00	0.00	0.0010
0.025	-0.254	0.356	7.71	0.00	0.00	0.0015
0.076	-0.356	0.483	11.57	0.00	0.00	0.0019
0.102	-0.381	0.559	15.42	0.00	0.00	0.0019
-0.025	-0.381	0.889	19.28	0.00	0.00	0.0027

* Los valores negativos corresponden a lecturas en donde el vástago del deformímetro estaba entrando.

-0.025	-0.406	0.965	23.13	0.00	0.00	0.0029
-0.076	-0.406	0.991	26.99	0.00	0.00	0.0032
-0.152	-0.356	1.041	30.84	3.08	69.40	0.0034
-0.381	-0.508	1.168	34.70	3.47	78.08	0.0059
-0.406	-0.686	1.270	38.56	3.86	86.75	0.0073
-0.508	-0.838	1.448	42.41	4.24	95.43	0.0090
-0.559	-0.889	1.600	46.27	4.63	104.10	0.0097
-0.711	-1.016	1.778	50.24	5.02	113.03	0.0115
-0.914	-1.118	2.057	54.21	5.42	121.96	0.0135
-0.864	-1.448	2.591	58.17	5.82	130.89	0.0154
-1.118	-1.905	3.099	62.14	6.21	139.82	0.0202
-1.092	-2.184	3.632	66.11	6.61	148.75	0.0218
-1.295	-2.311	4.013	70.08	7.01	157.68	0.0240
-1.397	-2.667	4.496	74.05	7.41	166.61	0.0271
-1.473	-2.972	5.029	78.02	7.80	175.54	0.0296
-1.575	-3.378	5.690	81.99	8.20	184.47	0.0330
-1.651	-4.166	6.883	85.96	8.60	193.40	0.0388
-1.651	-4.775	7.645	90.04	9.00	202.59	0.0428
-1.753	-5.690	8.712	94.12	9.41	211.77	0.0496

Tabla N° 32. Desplazamientos angulares obtenidos en el ensayo de Momento Torsor-
condición compacta.

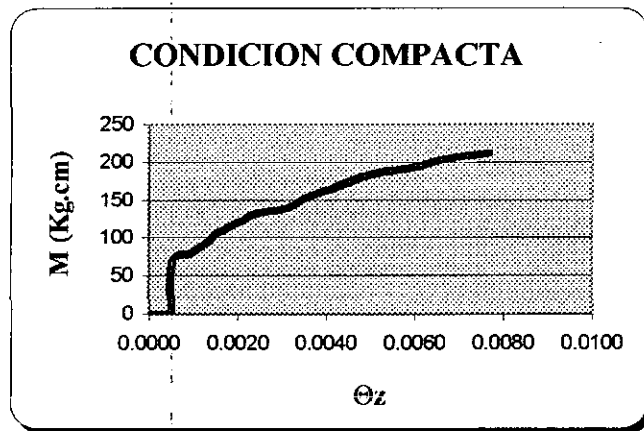


Gráfico N° 21. Momento Vs Deformación Angular para el ensayo de Momento Torsor-
condición compacta.

**6.4.1 AJUSTE POR MINIMOS CUADRADOS DE LOS DATOS OBTENIDOS EN
EL ENSAYO DE MOMENTO TORSOR**

CONDICION SUELTA - Ajuste			
M [Kg.cm]	θ_z	$K\theta_z$ (Kg.cm)	F_{θ_z} medido
0.00			
8.68			
17.35			
26.03			
34.70	-0.0019	2971.00	6.76
43.38	0.0010	2971.00	6.76
52.05	0.0039	2971.00	6.45
60.73	0.0069	2971.00	5.71
69.40	0.0098	2971.00	5.26
69.40	0.0098	2971.00	5.00
78.08	0.0127	2971.00	4.62
78.08	0.0127	2971.00	4.48
86.75	0.0156	2971.00	4.18
86.75	0.0156	2971.00	4.02
86.75	0.0156	2971.00	3.92
F_{θ_z} Definitivo			5.72

Tabla N° 33. $K\theta_z$ y F_{θ_z} obtenidos por ajuste de los datos medidos en Momento Torsor-
condición suelta (Tabla N° 30).

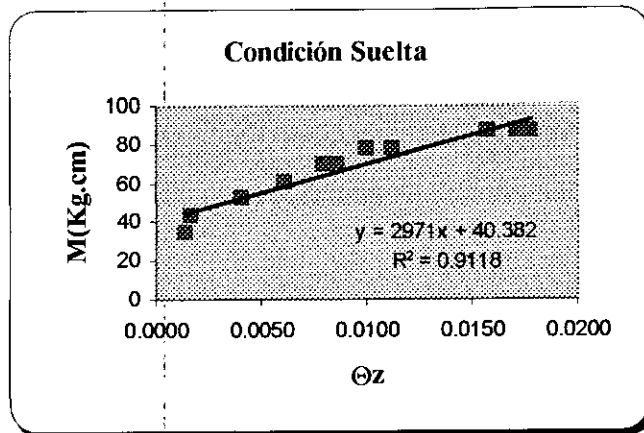


Grafico N° 22. Desplazamiento Angular Vs Momento Torsor (Ajustado) para ensayo de Momento Torsor-condición suelta.

CONDICION SEMI COMPACTA- Ajuste			
M [Kg.cm]	θ_z	$K\theta_z$ (Kg.cm)	F_{θ_z} medido
0.00	-0.0003	0.00	0.00
8.68	0.0006	9514.70	17.95
17.35	0.0016	9514.70	10.26
26.03	0.0025	9514.70	10.77
34.70	0.0034	9514.70	7.18
43.38	0.0043	9514.70	6.41
52.05	0.0052	9514.70	6.73
60.73	0.0061	9514.70	6.98
69.40	0.0070	9514.70	7.00
78.08	0.0079	9514.70	7.02
86.75	0.0089	9514.70	6.65
95.43	0.0098	9514.70	6.27
104.61	0.0107	9514.70	5.93
113.80	0.0117		
122.73	0.0126		
131.66	0.0136		
141.10	0.0146		
141.10	0.0146		
141.10	0.0146		

141.10	0.0146		
141.10	0.0146		
141.10	0.0146		
F_{θz} Definitivo			8.26

Tabla N° 34. K_{θz} y F_{θz} obtenidos por ajuste de los datos medidos en Momento Torsor-
condición semi compacta (Tabla N° 31).

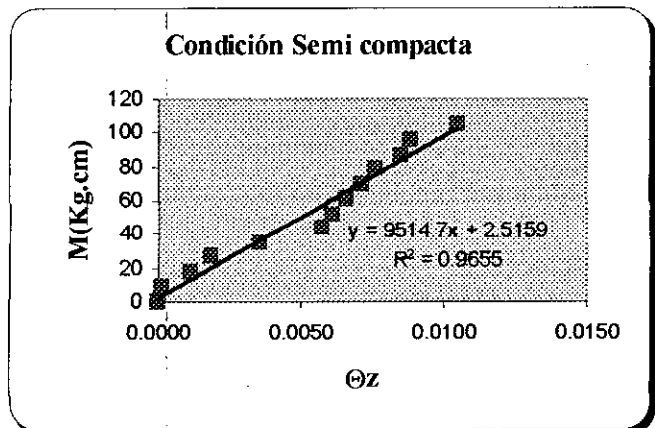


Grafico N° 23. Desplazamiento Angular Vs Momento Torsor (Ajustado) para ensayo de
Momento Torsor-condición semi compacta.

CONDICION COMPACTA- Ajuste			
M [Kg.cm]	θz	Kθz (Kg.cm)	F _{θz} medido
0.00			
0.00			
0.00			
0.00			
0.00			
0.00			
0.00			
0.00			

69.40	-0.0008	3186.20	20.91
78.08	0.0019	3186.20	20.97
86.75	0.0046	3186.20	21.44
95.43	0.0073	3186.20	20.68
104.10	0.0101	3186.20	20.42
113.03	0.0129	3186.20	19.95
121.96	0.0157	3186.20	18.60
130.89	0.0185	3186.20	15.85
139.82	0.0213	3186.20	14.16
148.75	0.0241	3186.20	12.85
157.68	0.0269	3186.20	12.33
166.61	0.0297	3186.20	11.63
175.54	0.0325	3186.20	10.95
184.47	0.0353	3186.20	10.18
193.40	0.0381	3186.20	8.82
202.59	0.0410	3186.20	8.32
211.77	0.0439	3186.20	7.63
F_{0z} Definitivo			15.04

Tabla N° 35. $K\theta_z$ y $F\theta_z$ obtenidos por ajuste de los datos medidos en Momento Torsor-
condición compacta (Tabla N° 32).

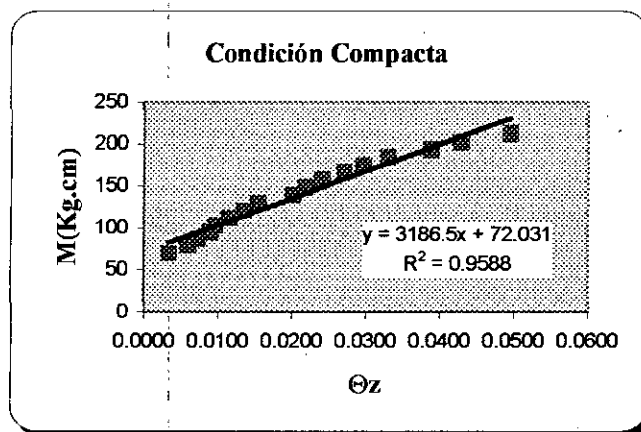


Gráfico N° 24. Desplazamiento Angular Vs Momento Torsor (Ajustado) para ensayo de
Momento Torsor-condición compacta.

7. ANALISIS DE RESULTADOS

7.1 DISCREPANCIA ENTRE LOS ASENTAMIENTOS TEORICOS Y ASENTAMIENTOS MEDIDOS

Como ya se dijo, antes de comenzar los ensayos se propuso calcular cuales eran los asentamientos que admitía el cimiento para carga axial antes de llegar a la falla, con el fin de determinar cual sería el incremento de carga necesario para realizarlos y tener a la vez una idea de que tanto diferían los cálculos de la realidad. La siguiente tabla muestra una comparación y lleva a la certeza de que el factor de seguridad utilizado en los cálculos ($FS = 3$) arroja datos confiables:

ASENTAMIENTOS TOTALES [mm]								
SUELTA			SEMI COMPACTA			COMPACTA		
CARGA [T/m ²]	TEORICOS	MEDIDOS	CARGA [T/m ²]	TEORICOS	MEDIDOS	CARGA [T/m ²]	TEORICOS	MEDIDOS
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.19	0.46	0.08	0.18	0.29	0.06	0.18	0.22	0.00
0.36	0.89	0.15	0.36	0.57	0.11	0.36	0.44	0.05
0.54	1.31	0.18	0.54	0.86	0.14	0.54	0.66	0.08
0.71	1.73	0.30	0.72	1.13	0.18	0.72	0.86	0.11
0.88	2.14	0.38	0.89	1.40	0.22	0.89	1.07	0.14
1.06	2.56	0.49	1.06	1.67	0.27	1.06	1.27	0.17
1.23	2.97	0.65	1.23	1.93	0.32	1.23	1.48	0.22
1.40	3.38	0.86	1.40	2.20	0.40	1.40	1.68	0.24

1.40	3.38	0.98	1.40	2.20	0.42	1.57	1.89	0.28
1.58	3.80	1.27	1.57	2.47	0.46	1.74	2.09	0.37
1.58	3.80	1.31	1.57	2.47	0.47	1.92	2.30	0.43
1.58	3.80	1.37	1.74	2.74	0.57	1.92	2.30	0.43
1.58	3.80	1.40	1.74	2.74	0.57	2.09	2.50	0.50
1.76	4.23	1.80	1.92	3.01	0.70	2.09	2.50	0.51
1.76	4.23	1.84	1.92	3.01	0.72	2.26	2.71	0.57
1.94	4.66	2.15	1.92	3.01	0.73	2.26	2.71	0.60
1.94	4.66	2.33	2.09	3.27	0.82	2.43	2.91	0.67
1.94	4.66	2.44	2.26	3.54	0.97	2.61	3.13	0.75
2.12	5.09	2.81	2.43	3.81	1.12	2.78	3.34	0.83
2.12	5.09	2.96	2.43	3.81	1.17	2.78	3.34	0.83
2.12	5.09	3.09	2.43	3.81	1.22	2.96	3.55	0.90
2.29	5.49	3.45	2.43	3.81	1.24	2.96	3.55	0.91
2.29	5.49	3.67	2.43	3.81	1.28	2.96	3.55	0.93
2.29	5.49	3.75	2.61	4.08	1.49	3.13	3.76	1.02
2.29	5.49	3.80	2.61	4.08	1.53	3.13	3.76	1.03
2.46	5.89	4.17	2.61	4.08	1.57	3.31	3.97	1.10
2.46	5.89	4.36				3.31	3.97	1.13
2.46	5.89	4.48				3.49	4.18	1.24
2.46	5.89	4.57				3.49	4.18	1.30
2.64	6.29	5.18				3.49	4.18	1.31
2.64	6.29	5.36				3.49	4.18	1.32
2.64	6.29	5.44				3.66	4.39	1.40
2.64	6.29	5.51				3.84	4.60	1.50
						3.84	4.60	1.55
						4.02	4.81	1.71
						4.02	4.81	1.78
						4.02	4.81	1.79
						4.19	5.02	1.91
						4.19	5.02	1.94
						4.19	5.02	1.98
						4.19	5.02	2.01
						4.19	5.02	2.02
						4.19	5.02	2.06
						4.38	5.24	2.13
						4.57	5.46	2.39
						4.57	5.46	2.76

Tabla N° 36. Comparación entre Asentamientos calculados teóricamente y obtenidos mediante ensayo.

7.2 DISCREPANCIA ENTRE LAS RELACIONES $K_v/K_{x,y}$ (teórica) y (medida).

Las ecuaciones 20 (b) y 20 (c) establecen que la relación entre los módulos de reacción vertical y horizontal debe estar mas o menos cercana a tres (3). Al comparar este valor con los obtenidos mediante ensayos con el modelo físico diseñado, como lo muestra la tabla N° 37, encontramos diferencias (discrepancias) de un 460 % en condición suelta para la arena, 716,7 % para semi compacta y un 1070% en condición compacta. Aquí también se observa que esta relación aumenta conforme aumenta la consolidación.

Relación $K_v/K_{x,y}$			
Tipo	Condición		
	Suelta	Semi compacta	Compacta
Teórico	3	3	3
Medido	16.8	24.5	35.1

Tabla N° 37. Comparación entre $K_v/K_{x,y}$ calculados teóricamente y obtenidos mediante ensayo.

7.3 DISCREPANCIA ENTRE LOS FACTORES F y F_{0z} (teóricos) y (medidos).

A continuación se muestra la comparación entre los valores teóricos y medidos del F (momento flector) y F_{0z} (momento torsor), para el calculo del K_{θ_{x,y}} y K_{θ_z}, respectivamente:

La tabla N° 38 muestra márgenes de diferencia para los valores de F medidos y F teóricos de 65,25 % para condición suelta de la arena, 9,92 % para condición semi compacta y 25,33 % para la condición compacta.

La tabla N° 39 brinda una comparación donde los F_{0z} medidos y los teóricos se alejan de ser iguales en porcentajes de 71,4 % para condición suelta de la arena, 58,7 % para semi compacta y 24,8 % para la condición compacta.

✓ **Momento Flector**

Factor F			
Tipo	Condición		
	Suelta	Semi compacta	Compacta
Teórico	10 - 14		
Medido	4.17	10.81	8.96

Tabla N° 38. Valores teórico y medido del factor F.

✓ **Momento Torsor**

Factor $F_{\theta z}$			
Tipo	Condición		
	Suelta	Semi compacta	Compacta
Teórico ($B_x/B_y = 1$)	20	20	20
Medido	5.72	8.26	15.04

Tabla N° 39. Valores teórico y medido del factor $F_{\theta z}$.

Para efectos del presente trabajo se despreciaran los resultados obtenidos para la condición suelta por no ser representativos, ya que como pudo observarse en las lecturas de los deformímetros (Tabla N° 24 y Tabla N° 30) se presentan discontinuidades debidas al mal acomodamiento de las partículas del suelo.

8. RECOMENDACIONES Y LIMITACIONES

Sería recomendable chequear si los resultados obtenidos mediante el modelo diseñado varían con relación a las dimensiones del cimiento. Es decir, chequear si para cimientos de mayores dimensiones se pudieran tener resultados que complementen la presente investigación. Esta recomendación se basa en el hecho de que las dimensiones influyen en los planteamientos realizados para determinar las condiciones de carga (págs. 36 - 40).

Entre las limitaciones encontradas en la presente investigación se tiene la de realizar un cimiento de dimensiones mayores (cercaos a los que se utilizan en la realidad), ya que implicaba utilizar cargas considerablemente superiores que dificultaban su consecución y por ende se elevaba el costo económico del proyecto.

9. CONCLUSIONES

Teniendo en cuenta los resultados obtenidos en esta investigación, se concluye que es necesario realizar ciertos ajustes a las ecuaciones en estudio (20), conforme sigue a continuación:

- ✓ El suelo, y en especial el suelo arenoso tiene una relación cuantificable entre la resistencia ante cargas verticales (dada por el K_v) y la resistencia ante cargas horizontales (dada por el $K_{x,y}$). Dicha relación $\left(\frac{K_v}{K_{x,y}}\right)$ aumenta conforme la arena este más compacta con valores entre 24.5 y 35.1, como se puede notar al comparar los resultados expuestos en las **tablas N° 9 – N° 14 y N° 18 – N° 23**; o simplemente en la **tabla N° 37**. Para condiciones semi compacta, $N \approx 5$ golpes en el ensayo estándar y para la condición compacta $N \approx 10$ golpes del ensayo estándar. Utilizando un promedio para lo anterior, podrían definirse nuevamente las ecuaciones en estudio (20(b) y 20(c)) como:

$$K_x = \frac{B_Y \cdot B_X \cdot \sigma_{ac}}{30 \rho_{ac}}$$

$$K_y = \frac{B_Y \cdot B_X \cdot \sigma_{ac}}{30 \rho_{ac}}$$

- 111
- ✓ Con respecto a las deformaciones angulares que se presentan en los suelos arenosos, según la presente investigación, la relación entre su resistencia ante cargas verticales y su resistencia a momentos depende de varios factores. Entre ellos, con respecto a que eje se de el momento y el estado de compactación del suelo.

Para momento flector (con respecto a los ejes x y y) el valor que determina dicha relación (F) oscila entre 10,81 para condición semi compacta y 8,96 para la compacta (Ver Tablas de la N° 27 a la N° 29). Promediando lo anterior se pueden redefinir las ecuaciones en estudio (20(d) y 20(e)) como sigue:

$$K_{\theta x} = \frac{B_y^3 \cdot B_x \cdot \sigma_{ac}}{(10 * \rho_{ac})} \qquad K_{\theta y} = \frac{B_x^3 \cdot B_y \cdot \sigma_{ac}}{(10 * \rho_{ac})}$$

Para momento torsor (con respecto al eje z) el valor que determina dicha relación ($F_{\theta z}$) oscila entre 8,26 para condición semi compacta y 15,04 para la compacta (Ver Tablas de la N° 33 a la N° 35). Promediando lo anterior se pueden redefinir las ecuaciones en estudio (20(f)) como sigue:

$$K_{\theta z} = \frac{B_x^m \cdot B_y^n \cdot \sigma_{ac}}{(12 * \rho_{ac})}$$

Otras conclusiones que se pueden establecer son las siguientes:

- ✓ Las arenas en su estado suelto se comportan de manera irregular en cuanto a los asentamientos se refiere, esto podría deberse a la presencia de cavidades y discontinuidades que se presentan en la masa de suelo; como lo reflejan los saltos notables en las **gráficas 7,13 y 19.**

- ✓ El suelo arenoso no es una estructura que brinda la misma rigidez o resistencia en todas las dimensiones, ni para todo tipo de cargas. Esto se ve reflejado en los valores obtenidos en las **tablas de la N° 37 a la N° 39**, los valores de F y las relaciones $\frac{K_v}{K_{x,y}}$ son diferentes de uno ($\neq 1$). Por lo tanto los métodos de análisis de estructuras deberían estimar estas características si se busca hacer cada vez más efectivos los modelos.

- ✓ Los valores del modulo de reacción (axiales y angulares) obtenidos para el cimientto de $15*15 \text{ cm}^2$ de área superficial y 30 cm. de peralte, para las condiciones suelta, semi compacta y compacta se muestran en las **tablas N° 10, N° 12, N° 14, N° 19, N° 21, N° 23, N° 27 – N° 29, N° 33 – N° 35.**

BIBLIOGRAFIA

BOWLES, Joseph E. Foundation Analysis and Design. 5 ed. Singapur : McGraw-Hill, 1996.

COVO TORRES, Álvaro. Introducción a la Mecánica de Suelos. Cartagena : El autor, 2002.

COVO TORRES, Alvaro Ignacio. Evaluación de la Rotación en Cimientos Por Deformación del Suelo. Cartagena : UNIVERSIDAD DE CARTAGENA, 1995. 16 p.

INSTITUTO COLOMBIANO DE NORMAS TÉCNICAS Y CERTIFICACIÓN. Normas Técnicas Colombianas sobre Documentación. Santa Fe de Bogotá : ICONTEC, 2001.

JIMENEZ SALAS, Jose A. Geotecnia y Cimientos III : Cimentaciones, excavaciones y aplicaciones de la geotecnia. Madrid : Rueda, 1980. 3v.

TERZAGUI, Karl. Mecánica de Suelos en la Ingeniería Práctica. 2 ed. Barcelona : El Ateneo, 1969.

ANEXOS

**A. ENSAYOS
DE LABORATORIO**

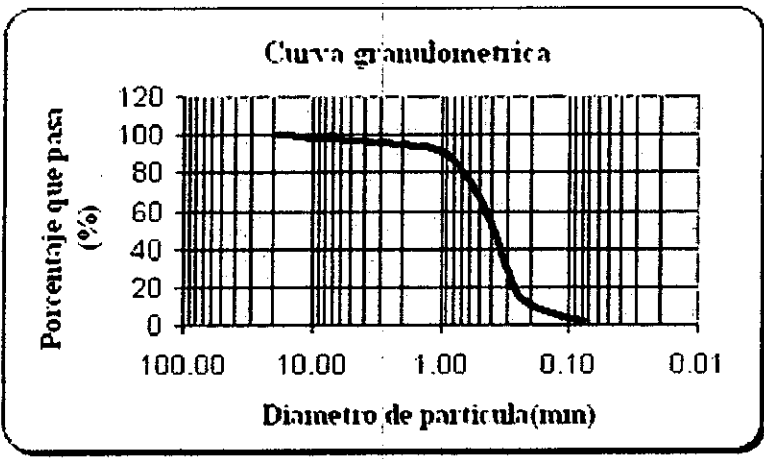
A.1 ANALISIS GRANULOMETRICO-MANUAL

Proyecto Verificación y/o ajuste experimental de....	Trabajo N°
Localización del proyecto Cartagena-Bolivar	Perforación N°
Descripción del suelo SW	Profundidad de la muestra
Realizado por Karol Roca & Sergio Villar	Fecha de la practica 25,26 y 27 de Agosto de 2004

Peso de la muestra seca + recipiente [gr]			
Peso del recipiente [gr]		Lavado (L):	1200
Peso de la muestra seca, W _s [gr]	1179.36	→ (L) - (W _s):	20.64

Analisis por tamizado y forma de gramos				
Tamiz N°	Diam (mm)	Peso retenido	% retenido	% que pasa
3/4	19.000	0	0.00	100.00
1/2	12.500	11.8	0.98	99.02
3/8	9.500	6.82	0.57	98.45
4	4.750	16.26	1.36	97.09
10	2.000	27.73	2.31	94.78
20	0.840	74.13	6.18	88.61
40	0.425	401.13	33.43	55.18
60	0.250	462.29	38.52	16.65
80	0.150	111.97	9.33	7.32
200	0.075	61.22	5.10	2.22
BANDEJA		1.71		
Σ		1175.06		

CHEQUEO: OK



$$C_U = \frac{D_{60}}{D_{10}} = \frac{0,48}{0,18} = 2,67$$

$$C_C = \frac{D_{30}^2}{D_{10} \cdot D_{60}} = 1,11$$

A.2. GRAVEDAD ESPECÍFICA EN ARENAS (ASTM D-854)

Localización:

Para: "Verificación y/o ajuste experimental de ecuaciones teóricas para obtener el modulo de reacción de suelos arenosos"

Fecha: 26 y 27 de Agosto de 2004

Descripción:

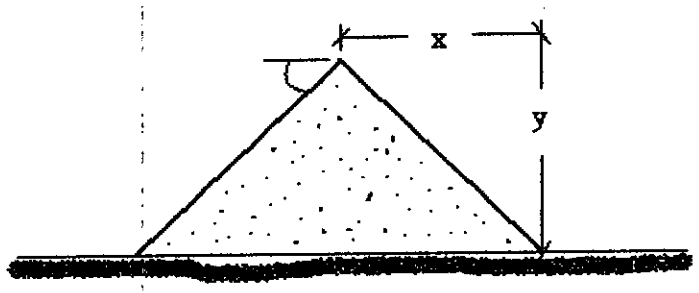
1. PESO DEL PICNOMETRO VACIO.....	179.78 GMS
2. PESO DEL MATERIAL SECO (W_s).....	487.30 GMS
3. PESO DEL PICNIMETRO + MATERIAL.....	679.78 GMS
4. PESO DEL PICNIMETRO + MATERIAL + AGUA(W_{bs}).....	983.98 GMS
5. PESO DEL PICNIMETRO + AGUA (W_b).....	678.37 GMS
6. PESO DEL SUELO S.S.S.....	500.00 GMS

$$\text{Gravedad especifica} = \frac{W_s}{W_s + W_b - W_{bs}} = \frac{487.30}{487.30 + 678.37 - 983.98} = 2.68$$

A.3 HUMEDAD (ASTM A 370)	
Peso recip. +Suelo Humedo (gr)	340.2
Peso recip. +Suelo Seco (gr)	294.84
Peso agua Evaporada (gr)	45.4
Peso recipiente vacio (gr)	113.4
Peso Suelo Seco (gr)	181.44
Contenido de Humedad (%)	25

A.4 RELACION DE VACIOS MAX Y MIN (ASTM 4253)	
Peso del suelo seco, g	2000
Volumen del recipiente para e_{min} , cm^3	1230
Volumen del recipiente para e_{max} , cm^3	1550
Gravedad especifica, Gs	2.68
Densidad del agua, g_w g/cm^3	1
e_{min}	0.65
e_{max}	1.08

A.5 ANGULO DE REPOSO 3D				
ENSAYO	X (cm)	Y (cm)	Tan(ϕ)	θ
1°	3.4	2	0.59	30
2°	4	2.2	0.55	29
3°	3.2	2	0.63	32
4°	5	3	0.60	31
θ definitivo				32



**B. MATERIAL
FOTOGRAFICO**

B.1 ENSAYOS DE LABORATORIO



Foto 1. Tamizado en Ensayo Granulométrico.

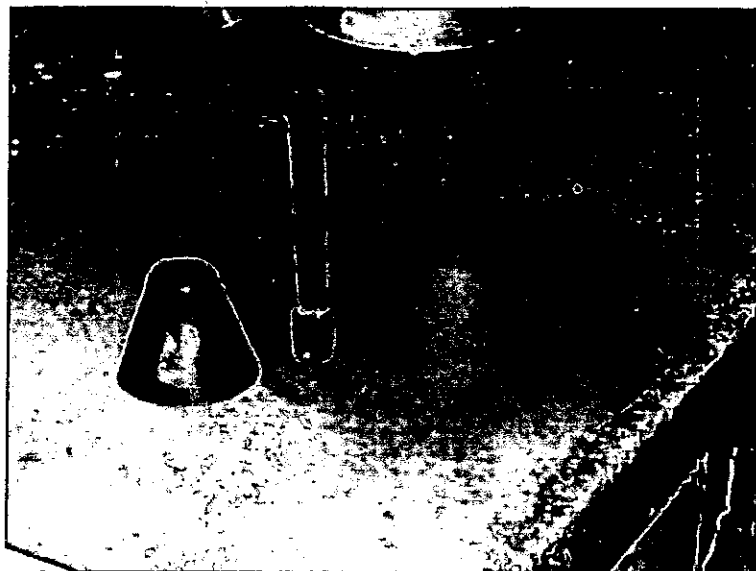


Foto 2. Prueba en el cono para determinar la condición ideal en el ensayo de Gs.

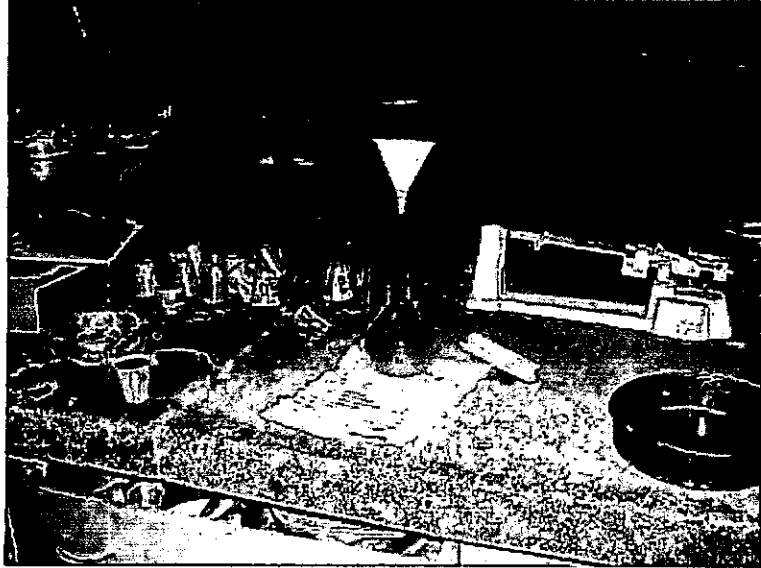


Foto 3. Picnómetro utilizado en el ensayo de Gravedad Especifica



Foto 4. Maquina de vacío en el ensayo de Gravedad Especifica

B.2 REALIZACIÓN DEL MODELO FISICO

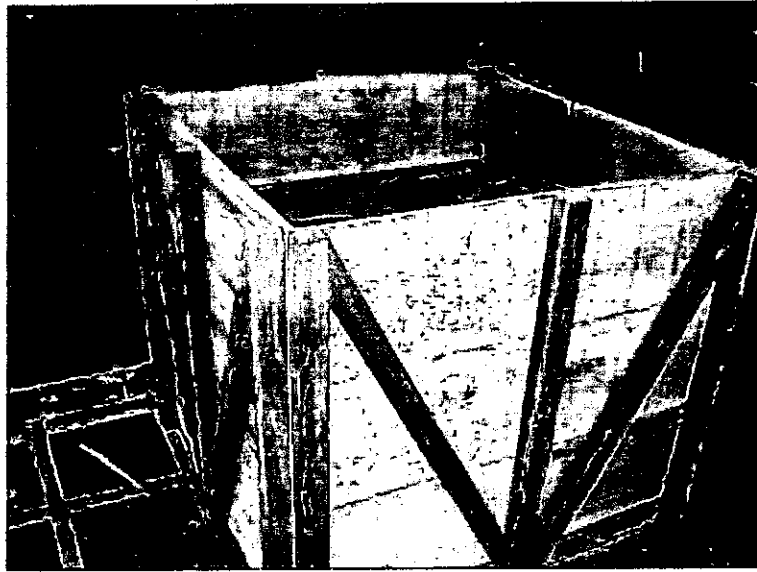


Foto 5. Caja de 1m³ de capacidad en cativo



Foto 6. Sellado de juntas



Foto 7. Inmunización

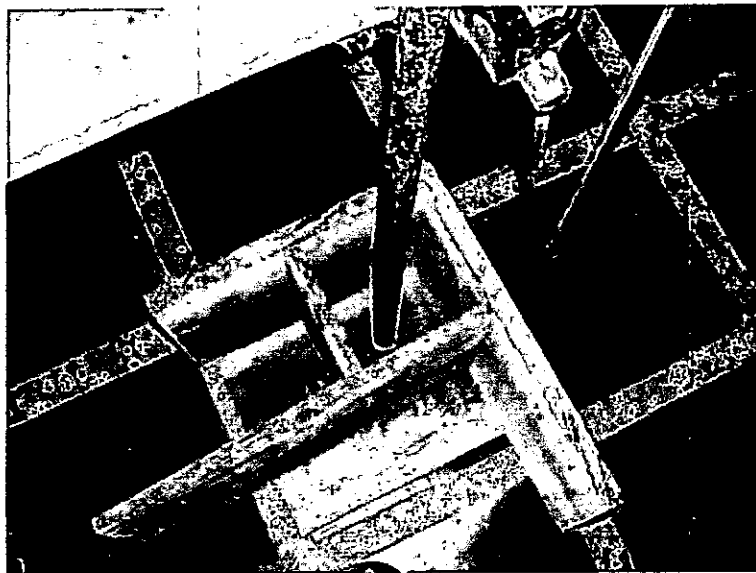


Foto 8. Formaleta del cimiento



Foto 9. Vaciado del concreto para el cimiento

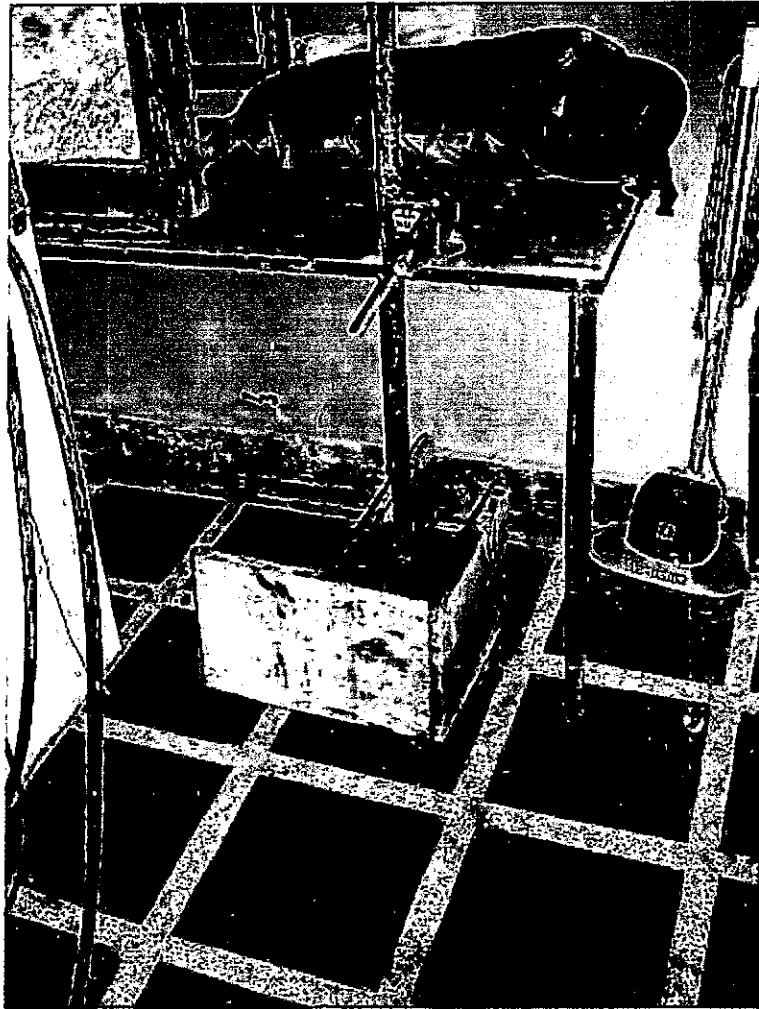


Foto 10. Curado del concreto para el cimiento

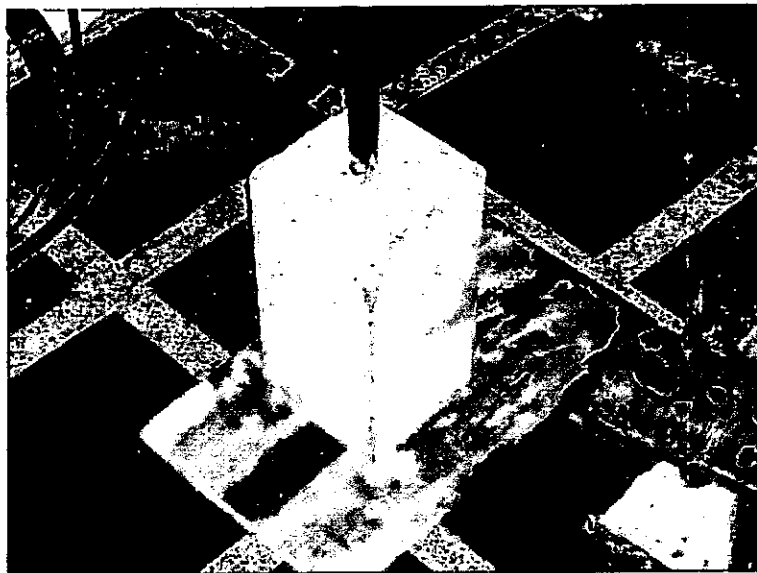


Foto 11. Descimbrado de la formaleta del cimiento

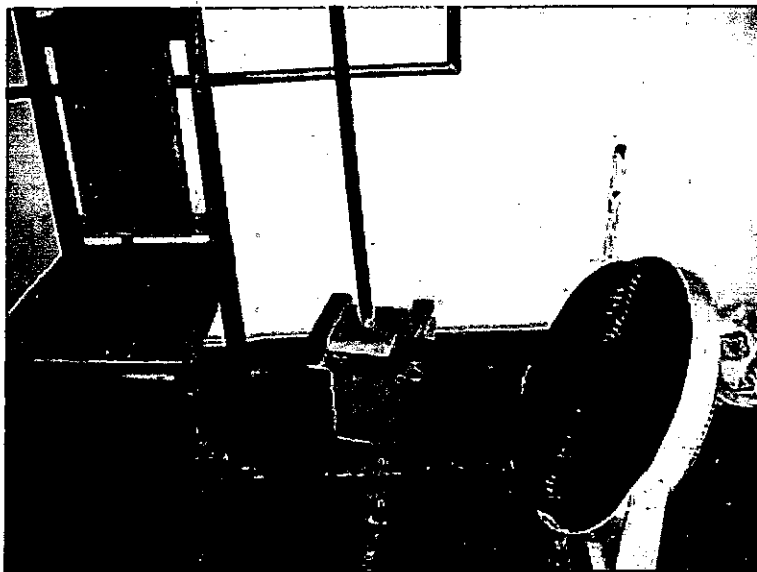


Foto 12. Elementos de apoyo para la ubicación de los deformímetros



Foto 13. Realización de la grúa (1)

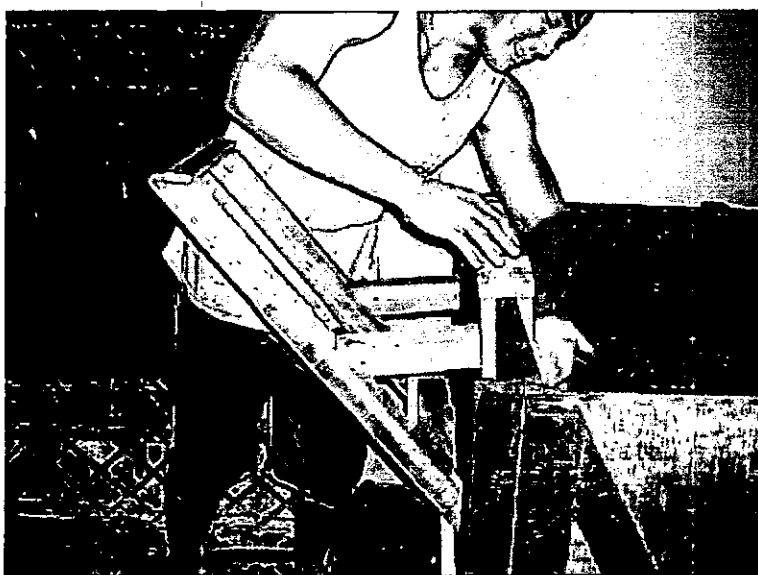


Foto 14. Realización de la grúa (2)

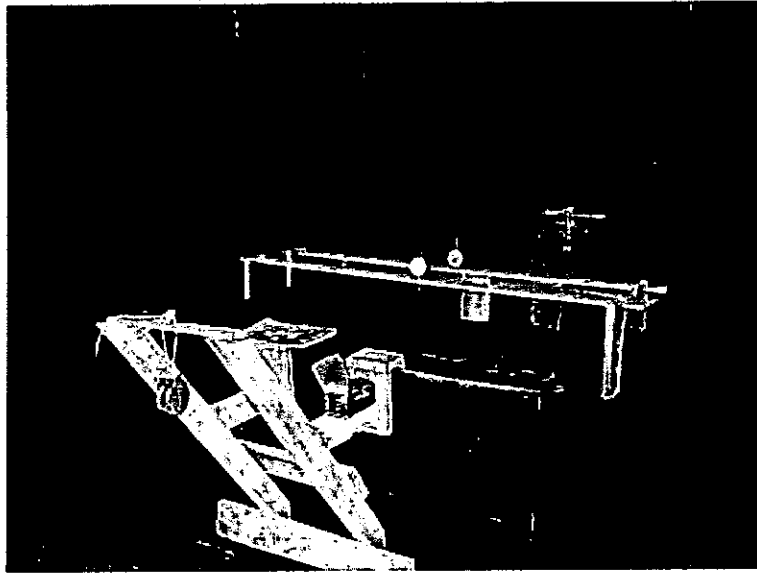


Foto 15. Sistema completo de grúas y deformímetros



Foto 16. Llenado de la caja para ensayos



Foto 17. Pesaje del material granular (arena)



Foto 18. Caja totalmente llena

B.3 REALIZACION DE LOS ENSAYOS CON EL MODELO DISEÑADO

Carga Axial

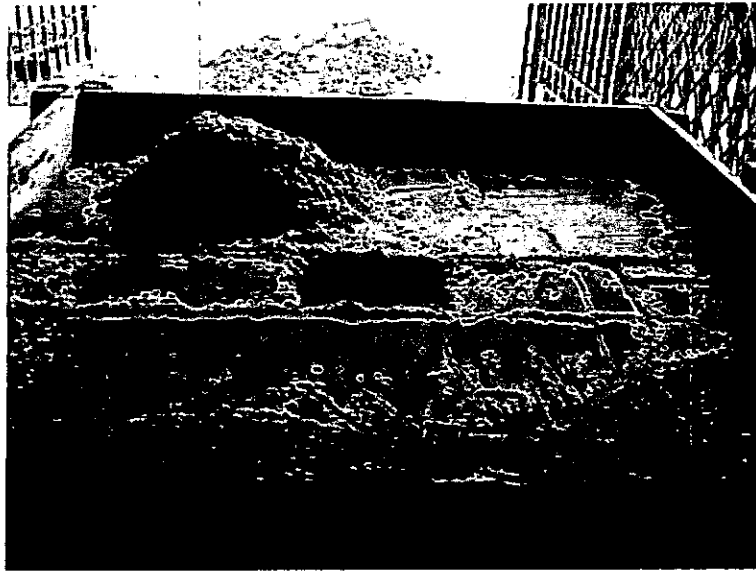


Foto 19. Excavación para la colocación del cemento

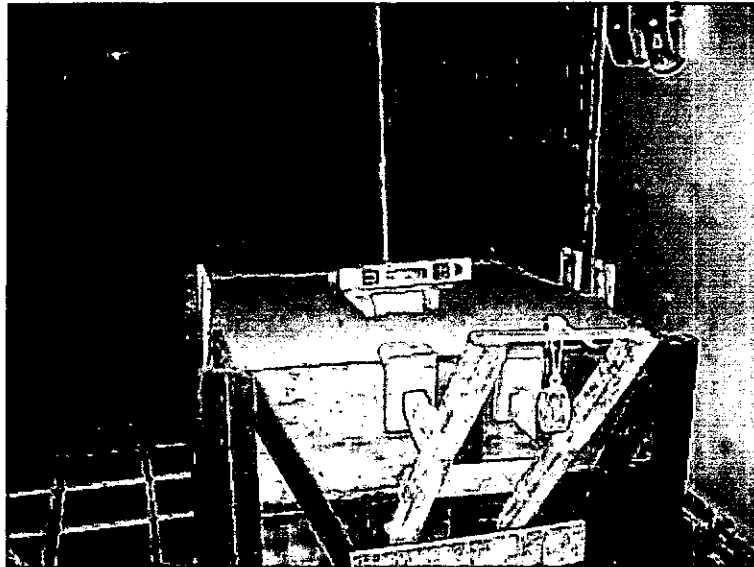


Foto 20. Nivelación del cemento

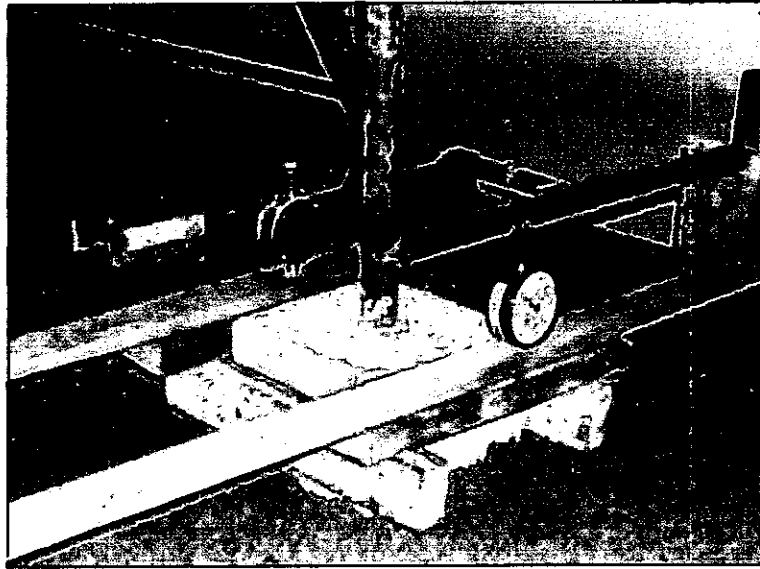


Foto 20. Montaje para el ensayo de Carga Axial

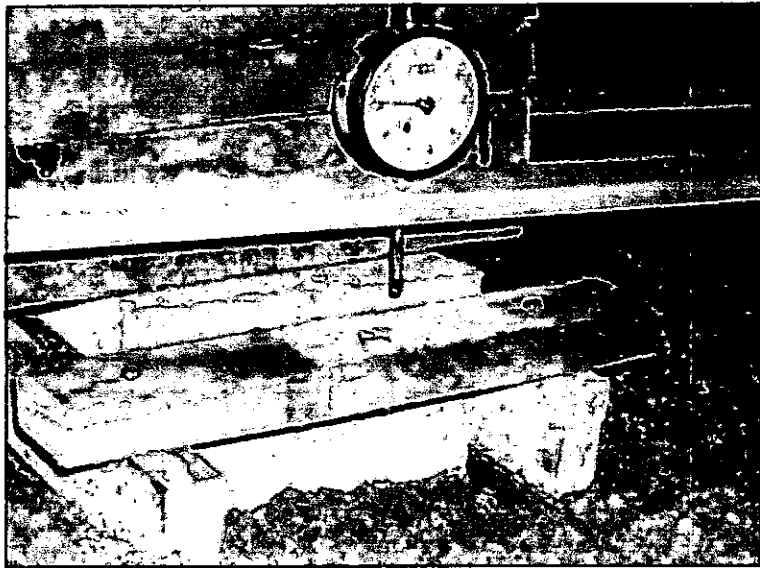


Foto 21. Falla por Carga Axial

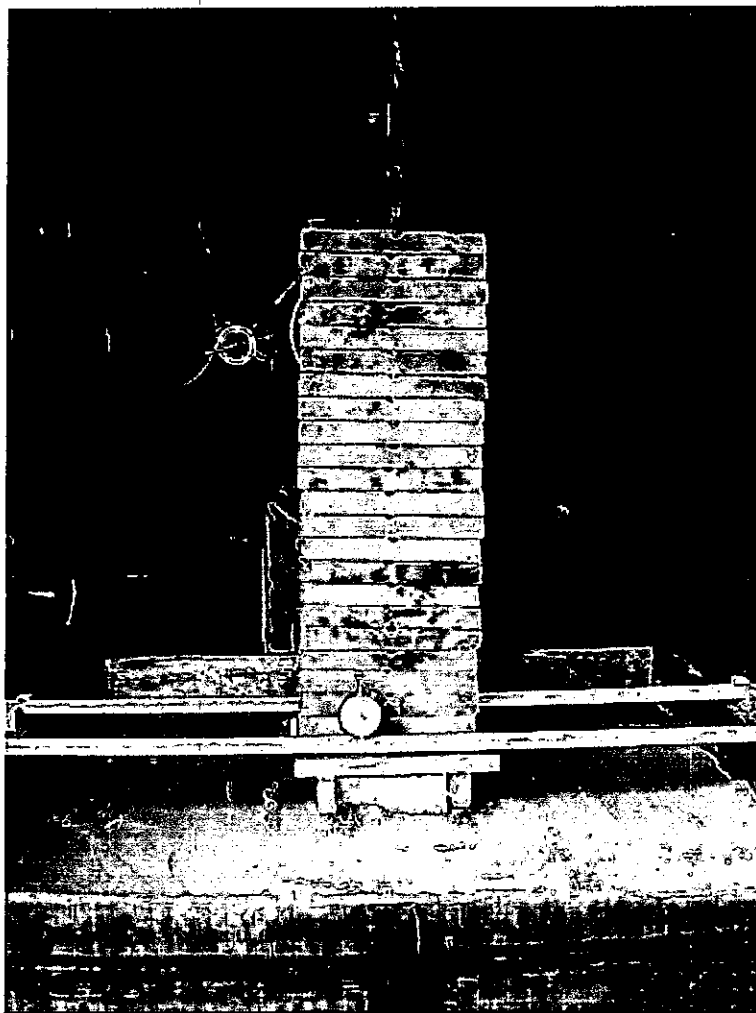


Foto 22. Cimiento cargado

Momento Flector y Fuerza Horizontal

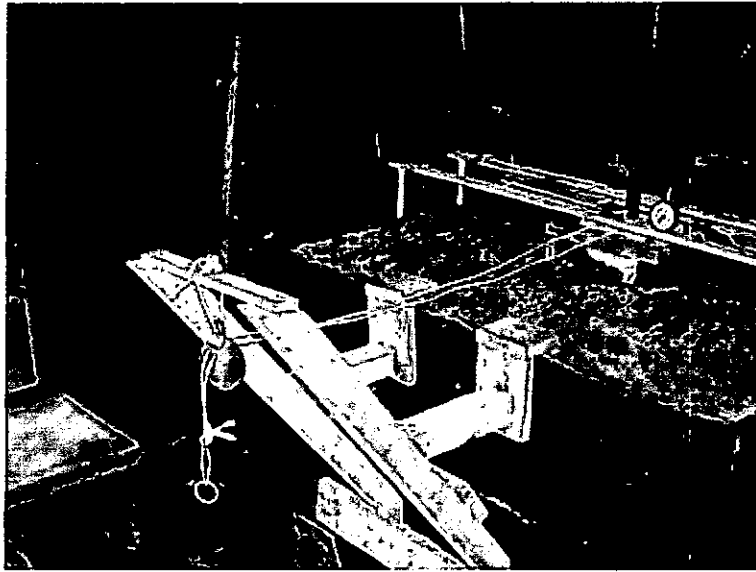


Foto 23. Montaje para ensayo de Momento Flector y Carga Axial

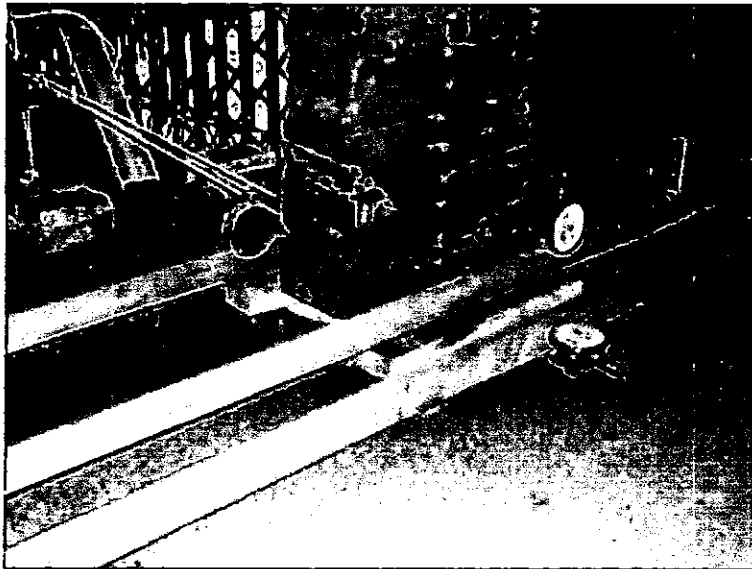


Foto 24. Cimiento Cargado (1)

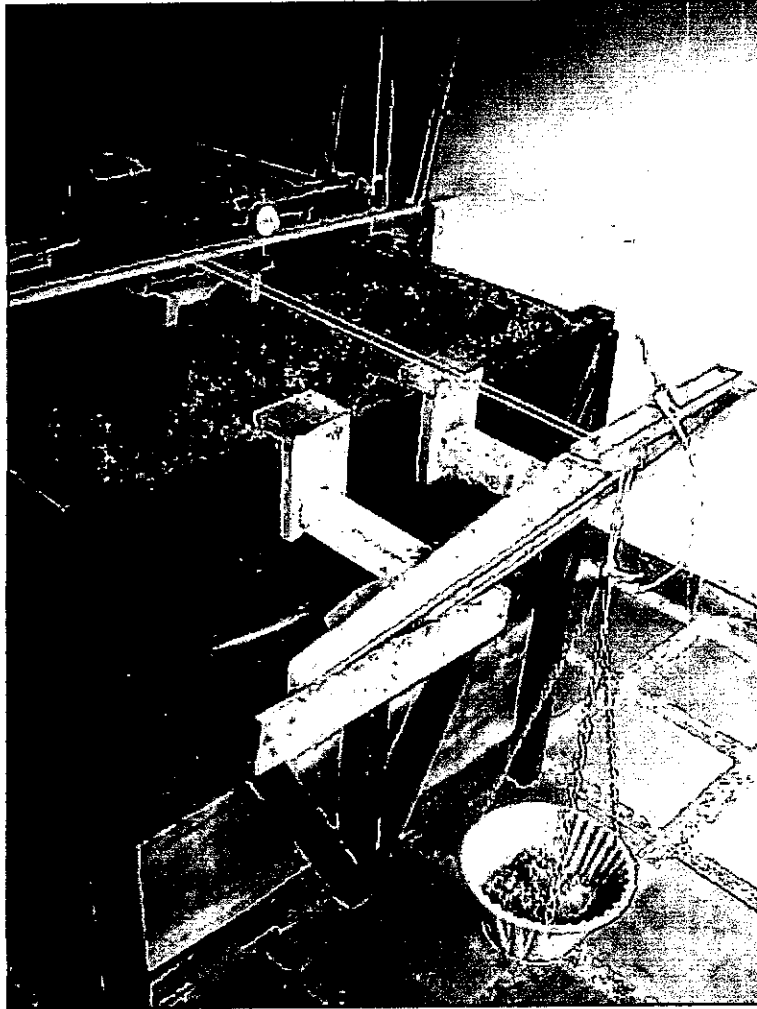


Foto 25. Cimiento Cargado (2)

Momento Torsor

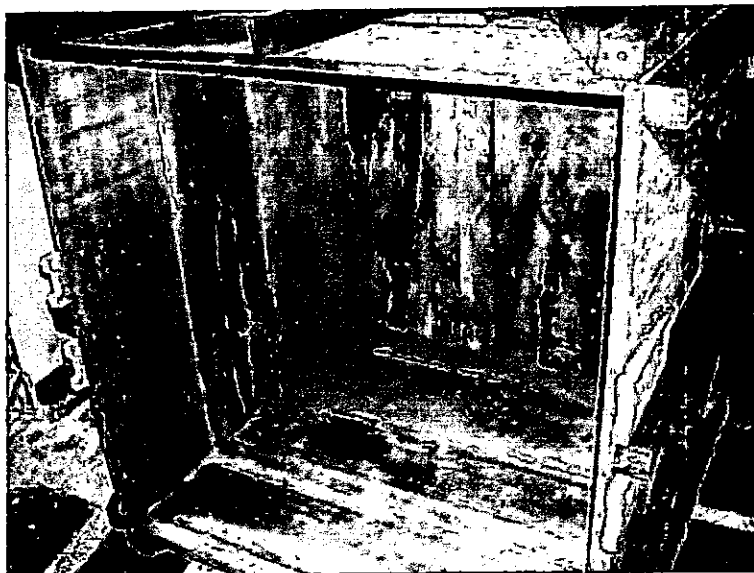


Foto 26. Vaciado de la caja para cambio de ensayo

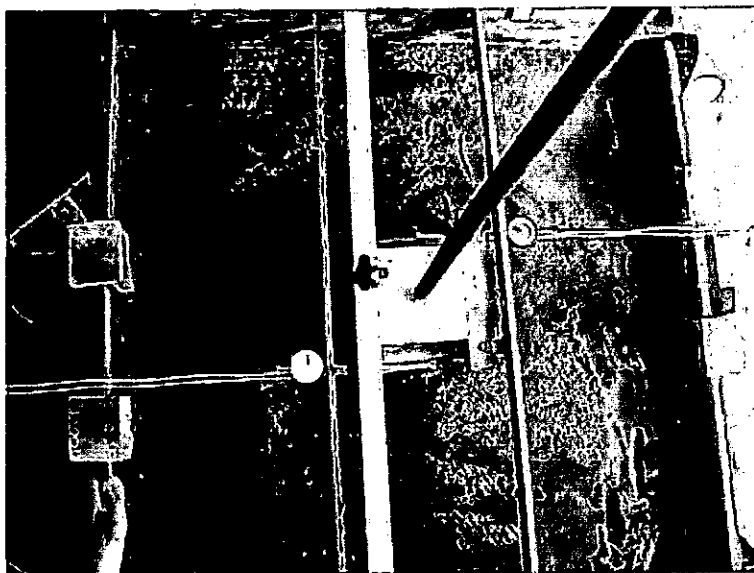


Foto 27. Montaje para ensayo de Momento Torsor

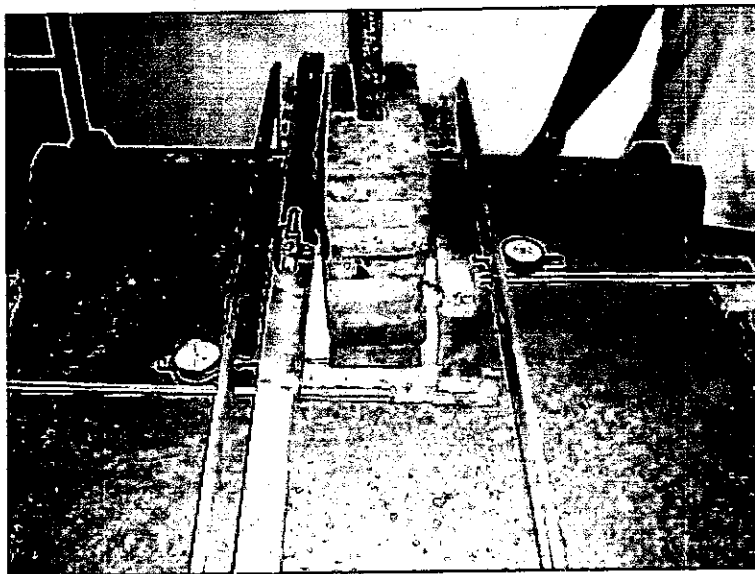


Foto 28. Cimiento cargado (1)

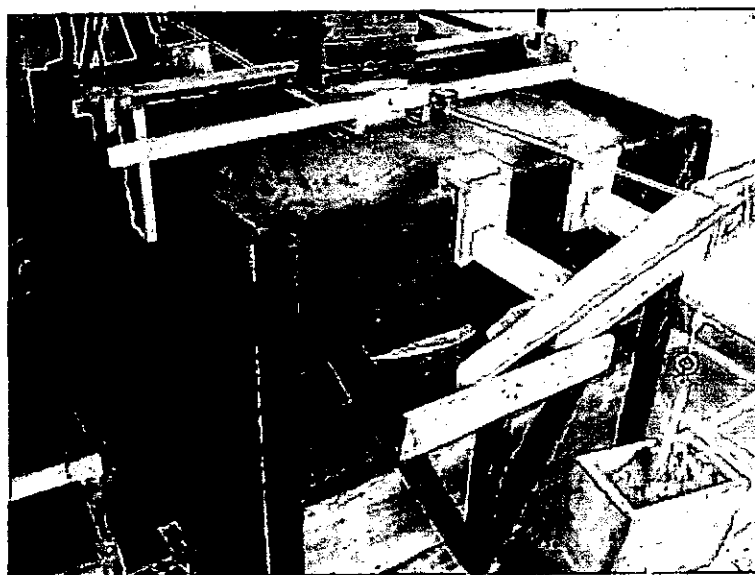


Foto 29. Cimiento cargado (2)

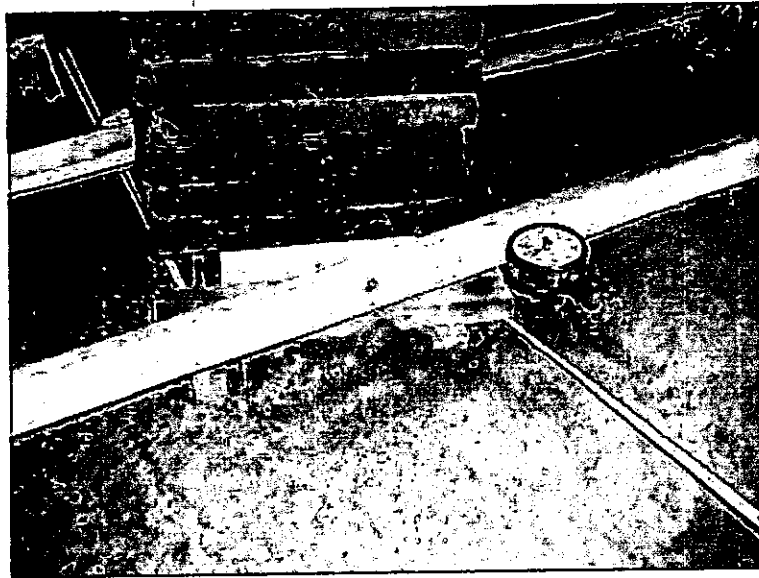


Foto 30. Falla por Momento Torsor (1)

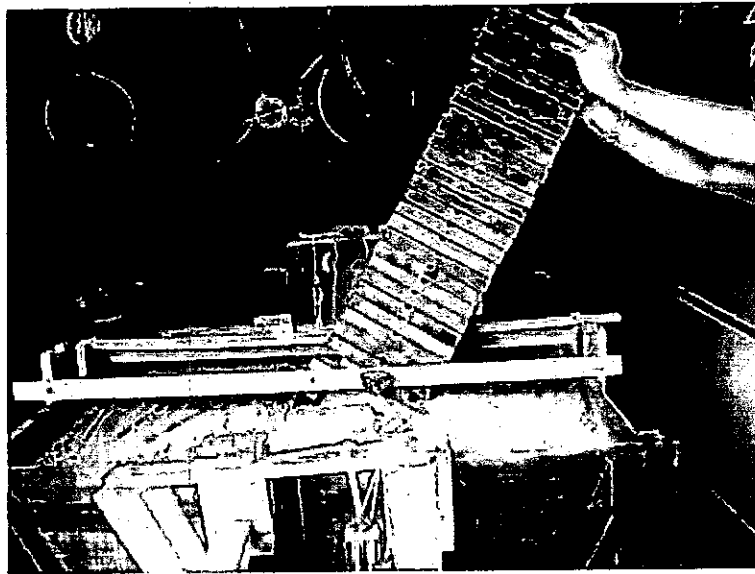


Foto 31. Falla por Momento Torsor (2)