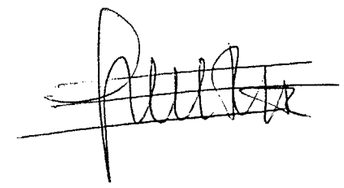
ANEJO Nº 6. ESTRUCTURAS

PASOS INFERIORES AL F.C.

CALCULOS

TODOS LOS CALCULOS RELATIVOS A LOS PASOS INFERIORES AL FERROCARRIL HAN SIDO REALIZADOS POE EL INGENIERO DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS ABAJO FIRMANTE Dº. RICARDO J. MARTINEZ COLLIGA



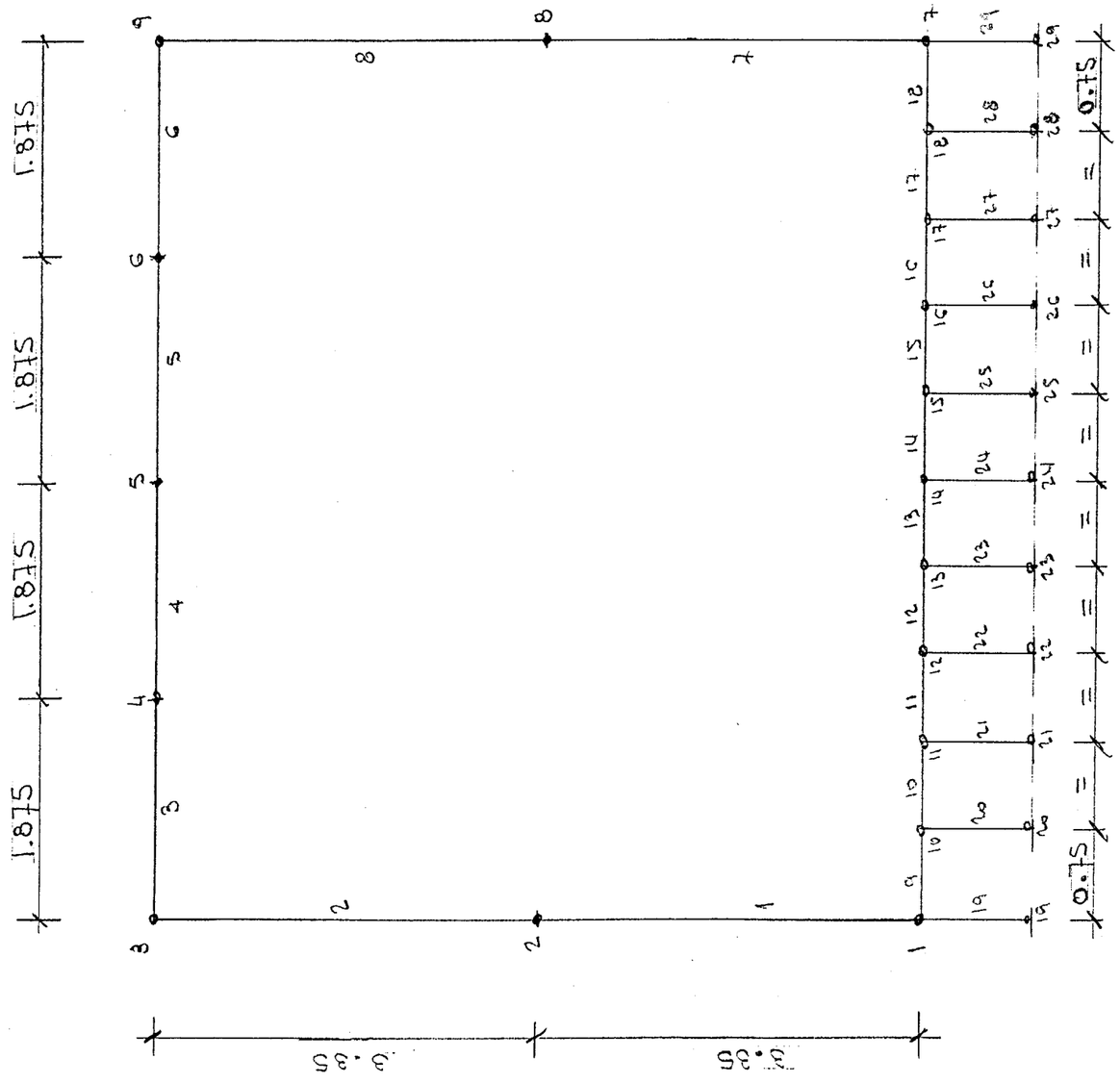
PASO INFERIOR Nº 1

Nº DE BARRAS . 29

Nº DE NUDOS . 29

ANCHO DEB. MATRIZ RIGI . 69

Nº DE MIEMBROS . 15



ASUNTO	FECHA	REF.	HOJA 2 -

DEFINICION DE BARRAS.

Barras 19 y 29 (Ficticias).

Módulo de Balasto $\mu = 1.000\ t/m^3$

Area de influencia. $\Omega = 1{,}00 \times 0{,}75 / 2 = 0{,}375\ m^2$

Módulo Elasticidad H. $E = 3.004.164\ t/m^2$

$F = \mu \times \Omega = 1.000 \times 0{,}375 = 375\ t.$

$L = l(\mu) \dfrac{1.000 \times 0{,}375}{210} \times \dfrac{3.004.164}{375} = 14{,}31\ m.$

$A_x = 1{,}00 \times 0{,}375 / 210 = 0{,}001786\ m^2$

$I_z = 10^{-8}\ m^4$

Barras 20 a 28 (Ficticias)

$F = \mu \times \Omega = 1.000 \times 0{,}75 = 750\ t.$

$L = l(\mu) \dfrac{1{,}00 \times 0{,}75}{210} \times \dfrac{3.004.164}{750} = 14{,}31\ m$

$A_x = 1{,}00 \times 0{,}75 / 210 = 0{,}003571$

$I_z = 10^{-8}\ m^4$

Resto de Barras.

$A_x = A_y = 1{,}00 \times 0{,}50 = 0{,}50\ m^2$

$I_z = \frac{1}{12} \times 1{,}00 \times 0{,}50^3 = 0{,}010417\ m^4$

SG-24

ANALISIS DE CARGAS.

Los datos de partida que nos permitirán formular un reparto de cargas uniforme en sentido longitudinal y transversal, en función del ejecto diferencial del terreno : carril - traviesa - balasto - subbalasto y el suelo natural, son:

Separación entre dos carriles (1,435 + 0,172)	1,609 m
Altura carril de 60 kg/ml	0,172 m.
Ancho patín carril de 60 kg/ml	0,150 m.
Altura traviesa monobloque (e/2)	0,222 m.
Ancho traviesa monobloque	0,300 m
Espesor mínimo de balasto bajo traviesa	0,300 m
Espesor de subbalasto	1,609 m
Distancia cota carril a base superior (en el eje)	2,303 m
Futura vía única.	4,500 m
Separación cargas exteriores tipo 1 doble	3,000 m
Separación cargas exteriores tipo UIC.	4,800 m

Mediante reparto longitudinal de cargas exteriores, en el eje de la base superior, unas longitudes de reparto de:

Doble. $u_1 = 2\,(0,300/2 + 1,909 / tg\,75° + 0,50/2) = 1,823$ m.

$u_2 = 3,00 + 1,823 = 4,823$ m.

UIC. $u_1 = 2\,(0,300/2 + 1,909 / 75° + 0,50/2) = 1,823$ m.

$u_2 = 4,80 + 1,823 = 6,623$ m.

Mediante reparto transversal de cargas exteriores, en el eje de la base superior, un ancho de reparto de:

1 vía. $w_1 = 1,509 + 2\,(0,150/2 + 0,222 + 1,909/tg\,75° + 0,50/2) = 3,626$ m.

2 vías. Dos anchos de 3,626 m. separados 4,50 m. entre sus centros. No habrá superposición de cargas hasta que la separación entre ejes de las vías sea igual o menor que 3,626 m. Valor no compatible con el trazado de la L.A.V.

COEFICIENTE DE IMPACTO.

masa $= (0,50 \times 1,5 + 2,303 \times 1,7) / 9,8 = 527,051$ kg/m·m·seg^{-2}

longitud. $= 7,50 / \sin 106,67° = 7,83$ m.

$I = \frac{1}{12} \times 1,00 \times 0,50^3 = 0,010417$ m^4

$E = 3,004 \times 10^9$ kg/m^2

$N = 200$ km/h $= 55,55$ m/seg Máx. velocidad de la línea: 350.

$R_E = 0,010417 / 7,50 = 0,00138893$

$R_L = 0,010417 / 6,70 = 0,00155478$ } $C_2 = 0,471382039$

$c = 3,56 - 0,471382039\,(3,56 - 1,57) = 2,6211$

$\frac{1}{T} = 2,6211 \sqrt{3,004 \times 10^9 \times 0,010417 / 527,051 \times 7,83^4} = 10,4173$ seg^{-1}

$\mu = 55,56 \times 0,09599419 / 2 \times 7,83 = 0,340577$

$\Gamma = 65 \times 0,340577 / 1 - 0,340577 + 0,340577^2 = 28,55$

Doble. $\Gamma = 1,3655$

Según la ficha de la UIC para movimiento lateral.

$\phi_2 = \frac{1,44}{\sqrt{L_\phi} - 0,2} + 0,82$. $L_\phi = \frac{2 \times H + 8}{3} \times 1,3 = 9,20$ m. H: 6,7 m, 8: 7,33

$\phi_2 = 1,3283$

Reducción un espesor del relleno. $0,1 \times (4\pi - 1,50) = 0,1131$

$\phi_2 = 1,3283 - 0,1131 = 1,2152$

CARGAS VERTICALES.

a- Carga permanente en losa superior.

Peso propio 0,50 × 2,5 = 1,25

Carga muerta 2,303 × 1,7 = 3,92

TOTAL = 5,17 t/m²

b. Sobrecarga móvil de uso en losa superior.

Rueda Tren Tipo A.

1- 30 × 1,2855 / 1,823 × 3,626 = 5,83 t/m²

2. 60 × 1,2855 / 3,323 × 3,626 = 6,40 t/m²

3. 90 × 1,2855 / 4,823 × 3,626 = 6,62 t/m²

Rueda Tren Tipo B.

1- 12 × 1,2855 / 3,626 = 4,25 t/m²

. IRC

1- 25 × 1,2152 / 1,823 × 3,626 = 4,60 t/m²

2. 50 × 1,2152 / 3,423 × 3,626 = 4,90 t/m²

3- 75 × 1,2152 / 5,023 × 3,626 = 5,00 t/m²

4- 100 × 1,2152 / 6,623 × 3,626 = 5,06 t/m²

5- 8 × 1,2152 / 3,626 = 2,68 t/m²

IRC SUR

1- 13 × 1,2152 / 3,626 = 5,03 t/m²

c- Carga permanente en hastiales.

Se debe a su peso propio y se reduce a una fuerza vertical hacia abajo.

Nudo 1 = Nudo 2 = Nudo 7 = Nudo 8 = -3,35 × 0,50 × 2,3 = -4,19 t/m

CARGAS HORIZONTALES.

a- Frenado.

Rueda. Tren Tipo A.

$F_A = \frac{1}{8}(90 + 0,9 \times 90) \times \text{sen } 106,57° / 22,00$ = 0,93 t/m

Rueda. Tren Tipo B.

$F_B = \frac{1}{8}(12 + 0,9 \times 12)\ 8,00 / 22,00$ = 1,24 t/m

IRC

$F_A = 0,25\ (100 + 100) \times \text{sen } 106,63° / 22,00$ = 2,18 t/m

$F'_A = 0,25\ (8 + 8) \times 8,40 / 22,00$ = 0,62 t/m

} 2,80 t/m

IRC - SUR2

$F_B = 0,25\ (12 + 15) \times 8,00 / 22,00$ = 2,73 t/m

b- Carga permanente en hastiales.

Empuje Activo Superior $(2,303 + 0,25) \times 1,7 \times 0,33$ = 1,43 t/m

Empuje Activo Inferior $1,43 + 6,70 \times 1,9 \times 0,33$ = 5,63 t/m.

Empuje Reposo Superior $(2,303 + 0,25) \times 1,7 \times 0,50$ = 2,17 t/m

Empuje Reposo Inferior $2,17 + 6,70 \times 1,9 \times 0,50$ = 8,53 t/m

c- Carga móvil en hastiales.

Empuje Activo Rectangular $3,50 \times 0,33$ = 0,99 t/m

Empuje Reposo Rectangular $3,00 \times 0,50$ = 1,50 t/m

HIPOTESIS DE CARGAS.

Las hipótesis de cargas consideradas, necesarias para su posterior combinación, se definen según el origen de la acción, de la normativa aplicada, el número de vias cargadas y la posición de la carga en el vano.

Hipótesis 01. Peso propio + Resto de carga permanente + Empuje activo.

Hipótesis 02. Peso propio + Resto de carga permanente + Empuje reposo.

Hipótesis 03. Empuje reposo de sobrecarga móvil.

Hipótesis 04. Sobrecarga tipo A de Renfe en un lateral.

Hipótesis 05. Sobrecarga tipo A de Renfe en el centro del vano.

Hipótesis 06. Sobrecarga tipo A de Renfe en el otro lateral.

Hipótesis 07. Sobrecarga tipo B de Renfe.

Hipótesis 08. Frenado tren tipo A de Renfe.

Hipótesis 09. Frenado tren tipo B de Renfe.

Hipótesis 10. Sobrecarga UIC en un lateral.

Hipótesis 11. Sobrecarga UIC en el centro del vano.

Hipótesis 12. Sobrecarga UIC en el otro lateral.

Hipótesis 13. Sobrecarga uniforme de la UIC.

Hipótesis 14. Frenado de sobrecarga puntual de la UIC.

Hipótesis 15. Frenado de sobrecarga uniforme de la UIC.

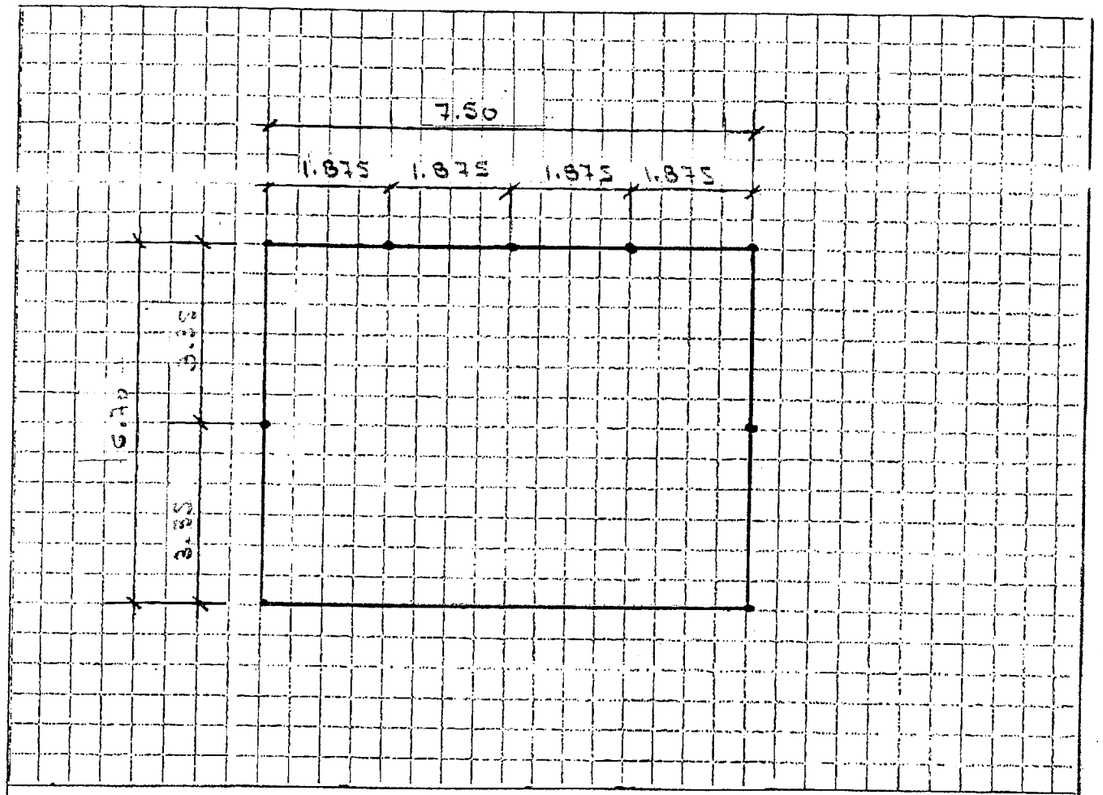
COMBINACION DE LAS HIPOTESIS DE CARGAS.

Para la aplicación del cálculo se combinan estas 15 hipótesis de carga de forma que se obtengan las situaciones más desfavorables en cada sección.

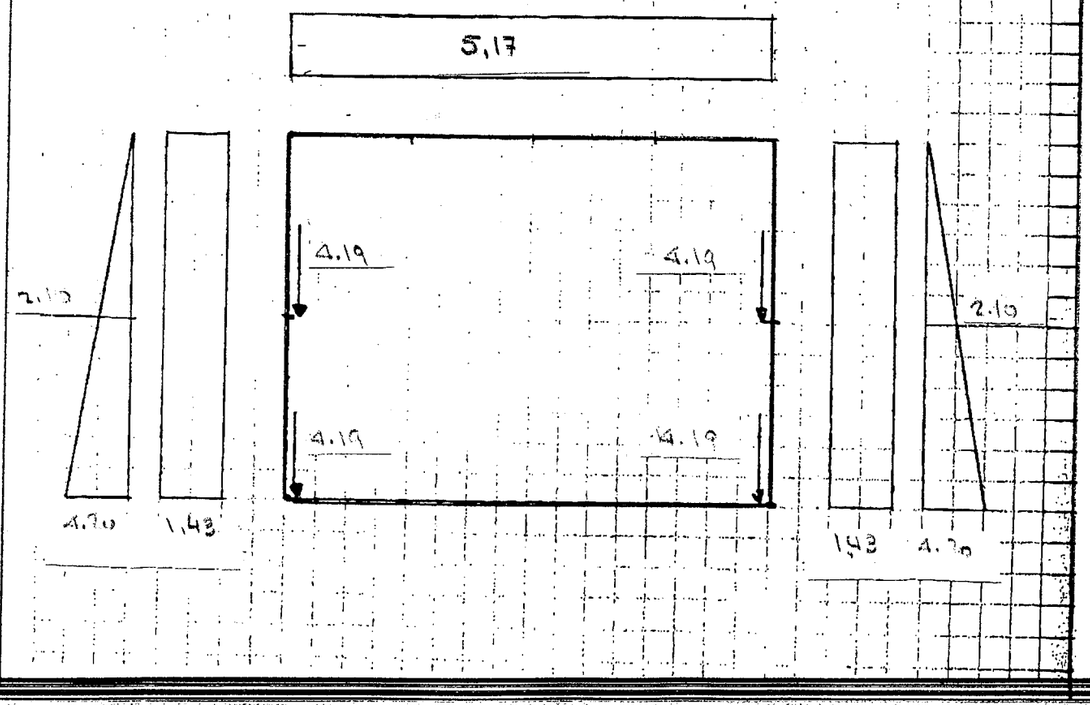
C-01	**H-01**	**E min. SC min.**
C-02	**H-02**	
C-03	**H-02 + H-03**	**E máx. SC min.**
C-04	**H-01 + H-04**	**E min. SC máx.**
C-05	**H-01 + H-05**	
C-06	**H-01 + H-06**	
C-07	**H-01 + H-07**	
C-08	**H-01 + H-10**	
C-09	**H-01 + H-11**	
C-10	**H-01 + H-12**	
C-11	**H-01 + H-13**	
C-12	**H-02 + H-03 + H-04 + H-08**	**E máx. SC máx.**
C-13	**H-02 + H-03 + H-05 + H-08**	
C-14	**H-02 + H-03 + H-06 + H-08**	
C-15	**H-02 + H-03 + H-07 + H-09**	
C-16	**H-02 + H-03 + H-10 + H-14**	
C-17	**H-02 + H-03 + H-11 + H-14**	
C-18	**H-02 + H-03 + H-12 + H-14**	
C-19	**H-02 + H-03 + H-13 + H-15**	

El cáculo se realiza con la implantación de los datos presentados anteriormente y los esfuerzos se obtienen con la aplicación del programa de Stress en estructura plana.

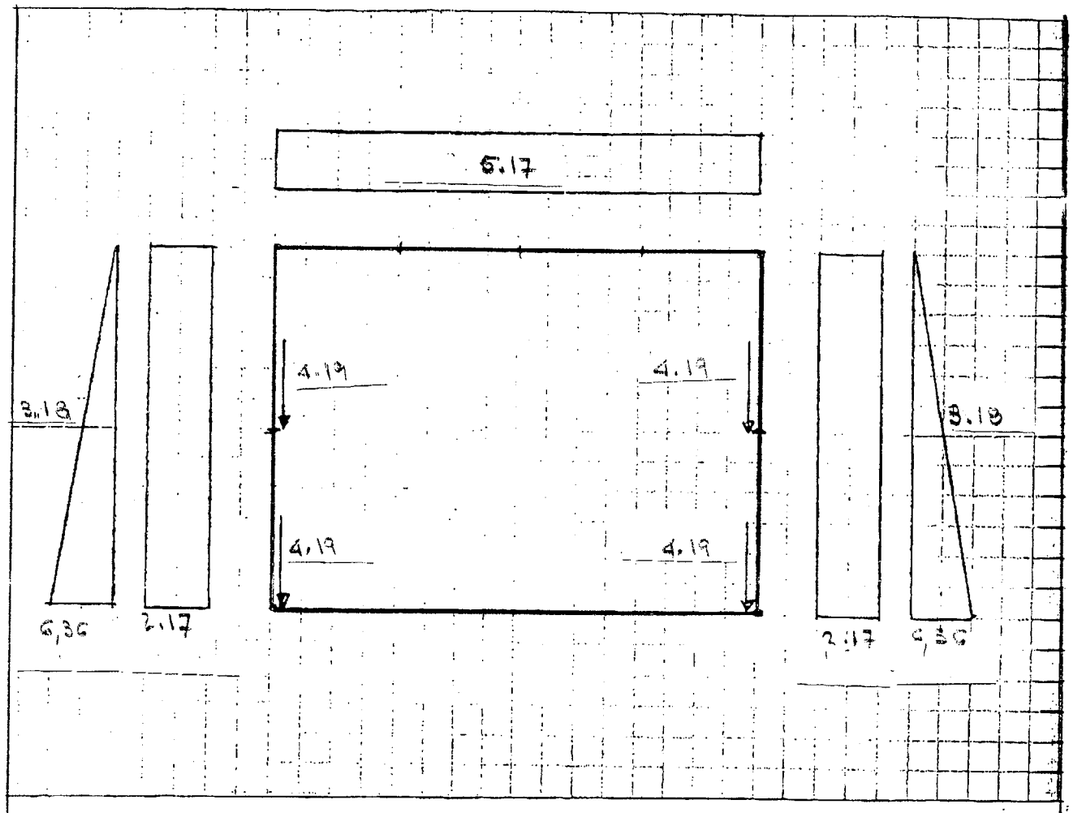
DEFINICION GEOMETRICA



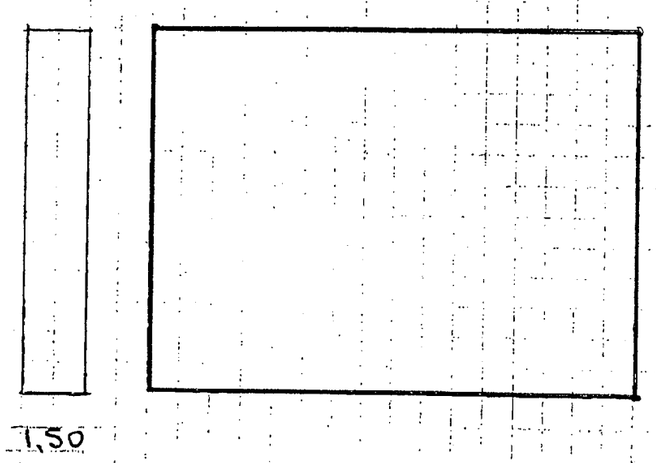
HIPOTESIS 1



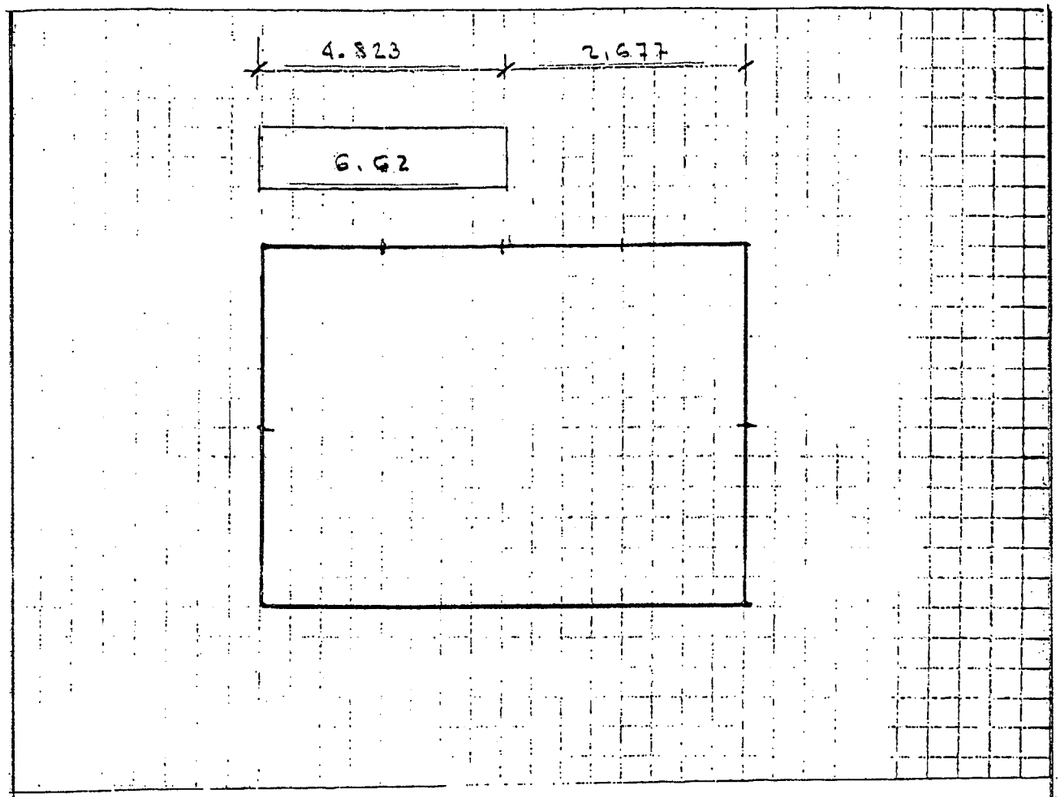
HIPOTESIS 2



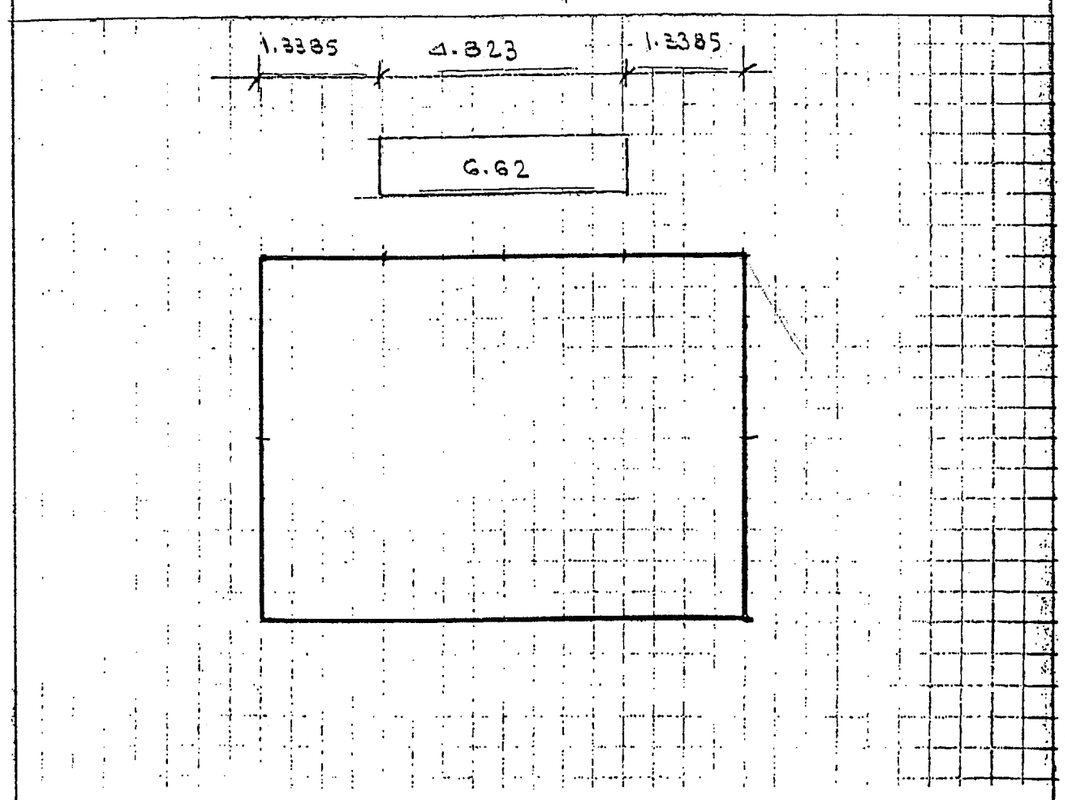
HIPOTESIS 3



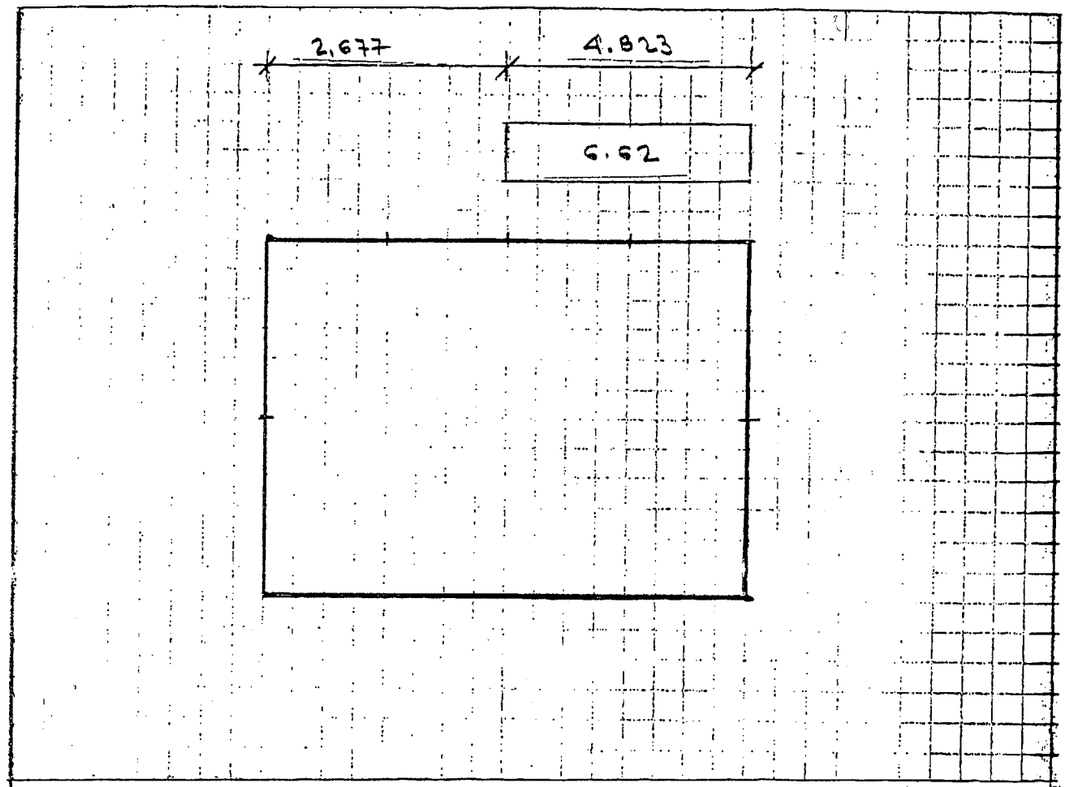
HIPOTESIS 4



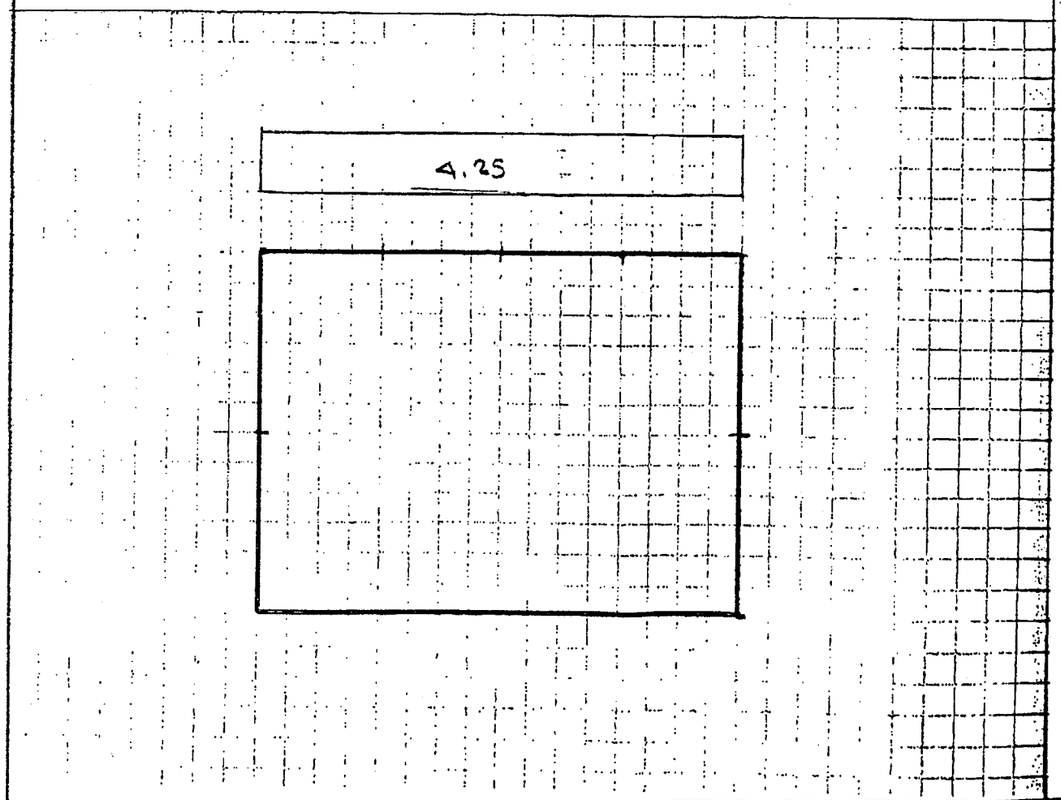
HIPOTESIS 5



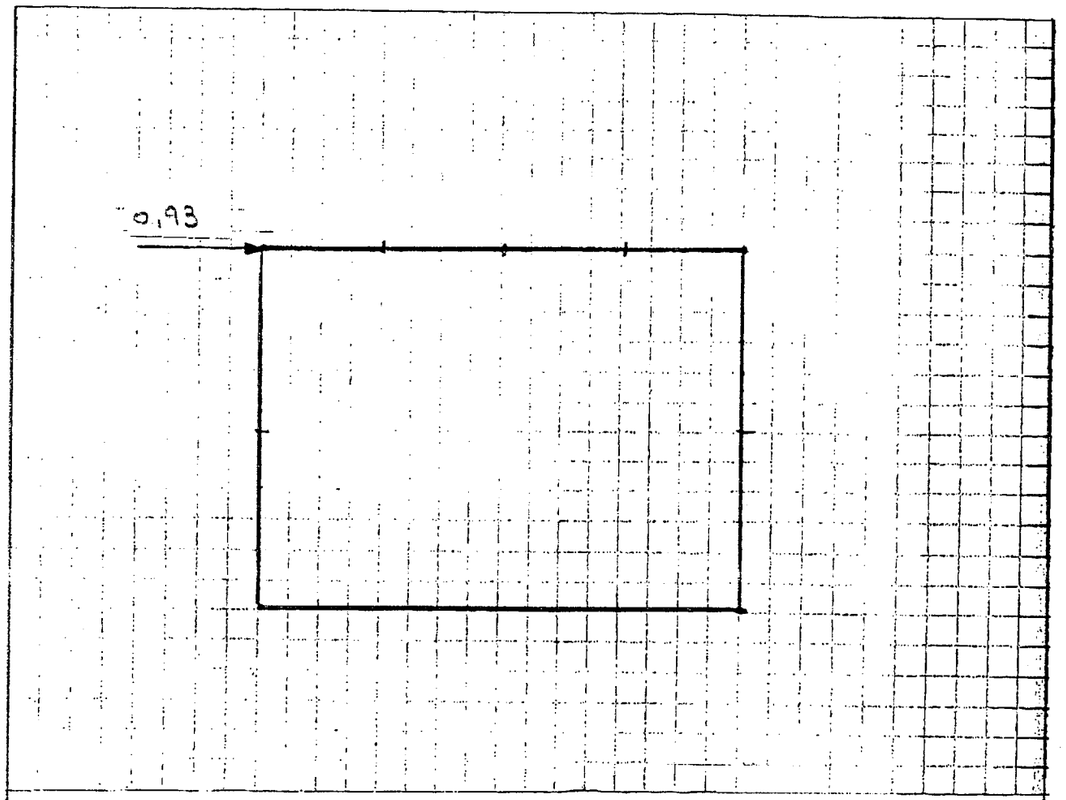
HIPOTESIS 6



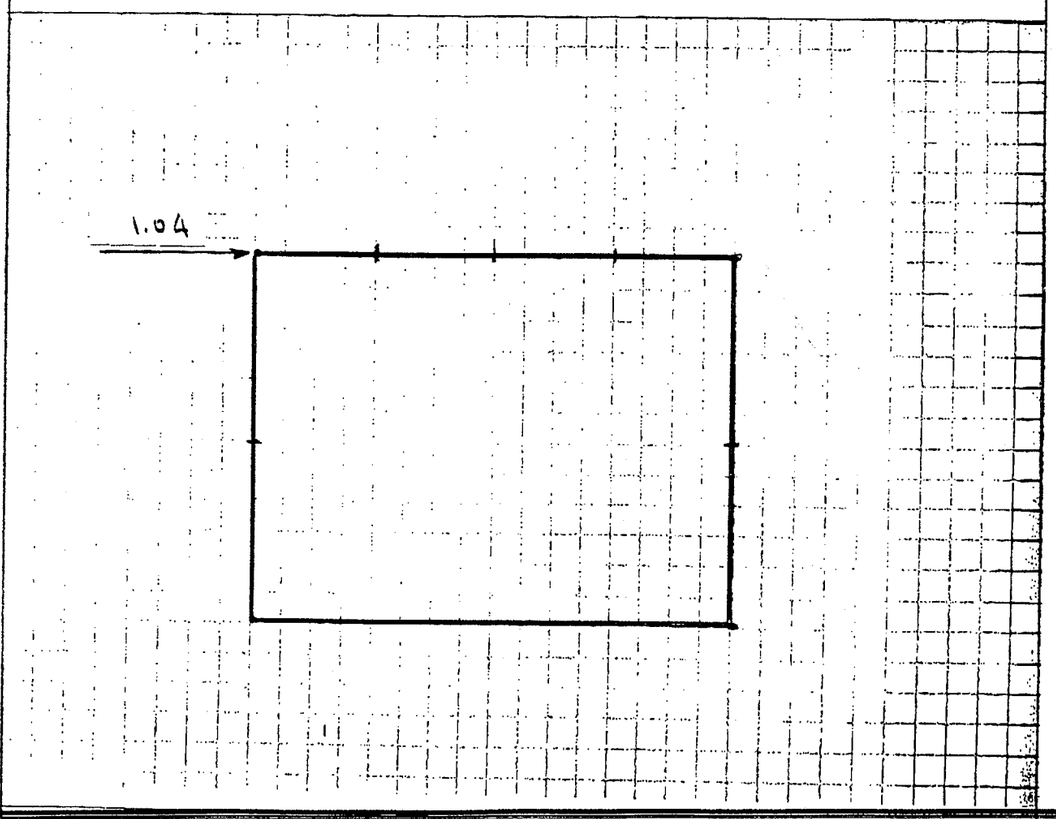
HIPOTESIS 7



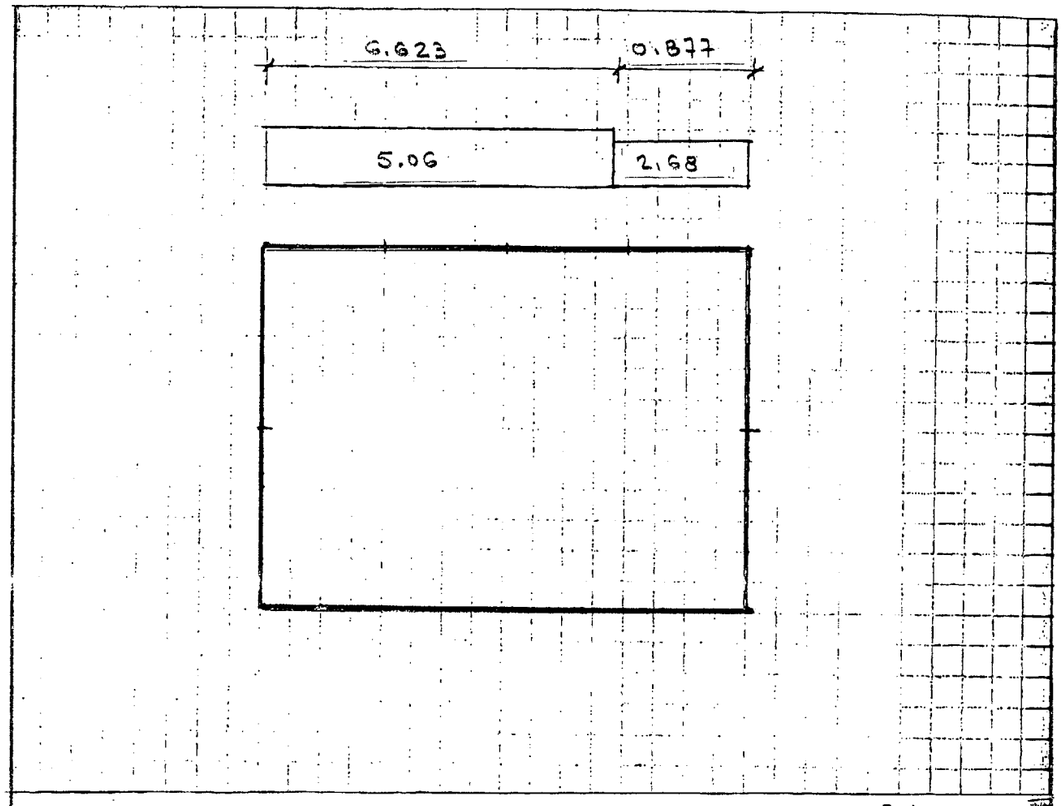
HIPOTESIS 8



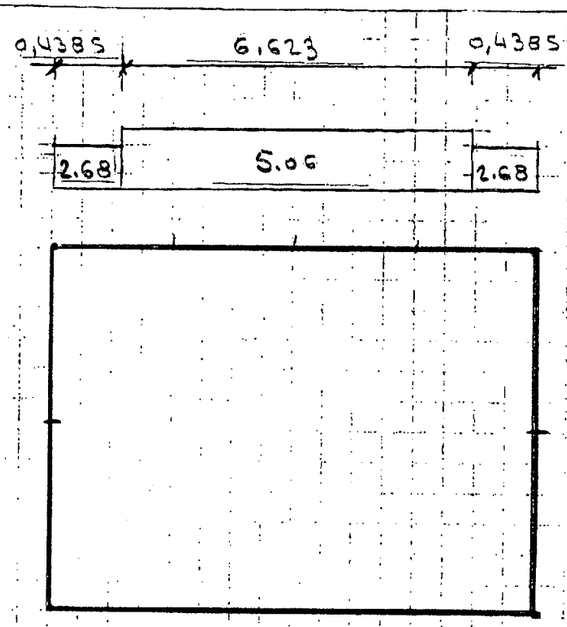
HIPOTESIS 9



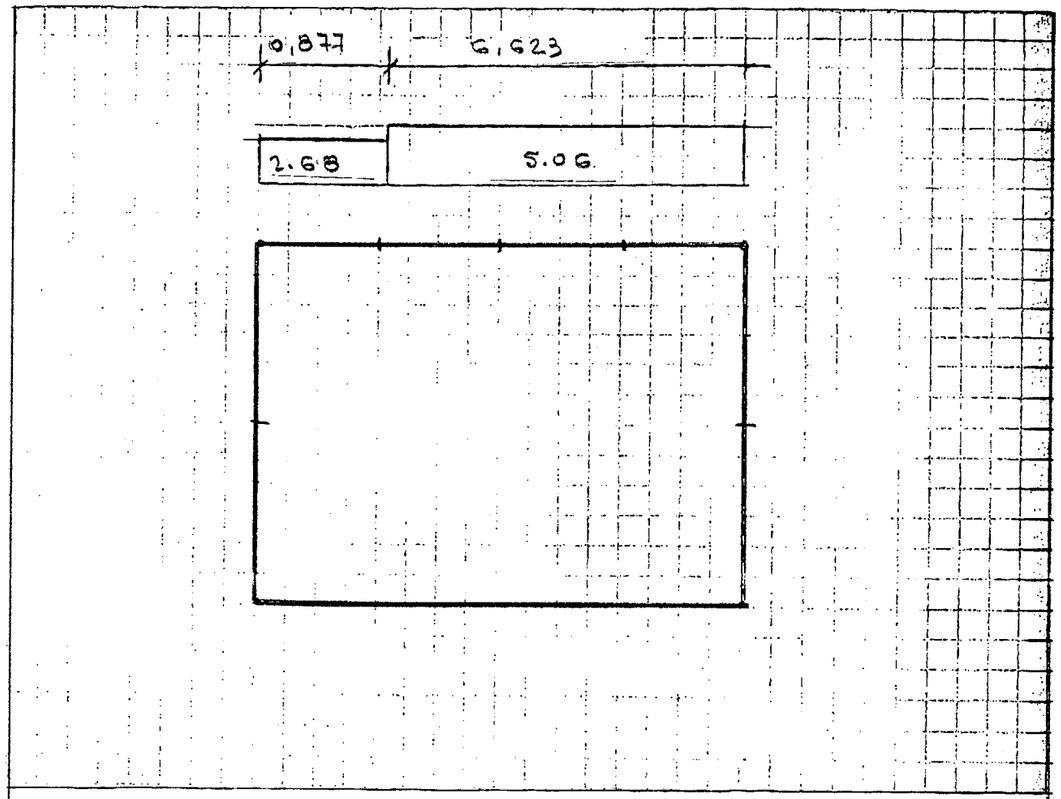
HIPOTESIS 10



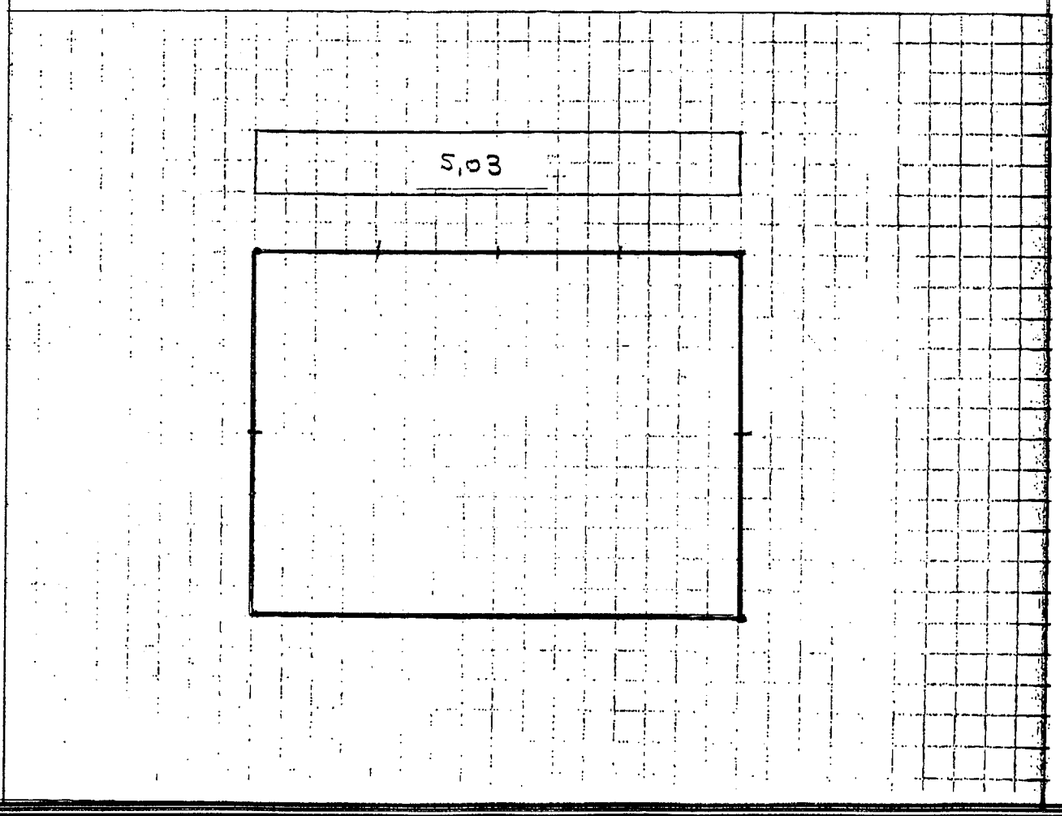
HIPOTESIS 11



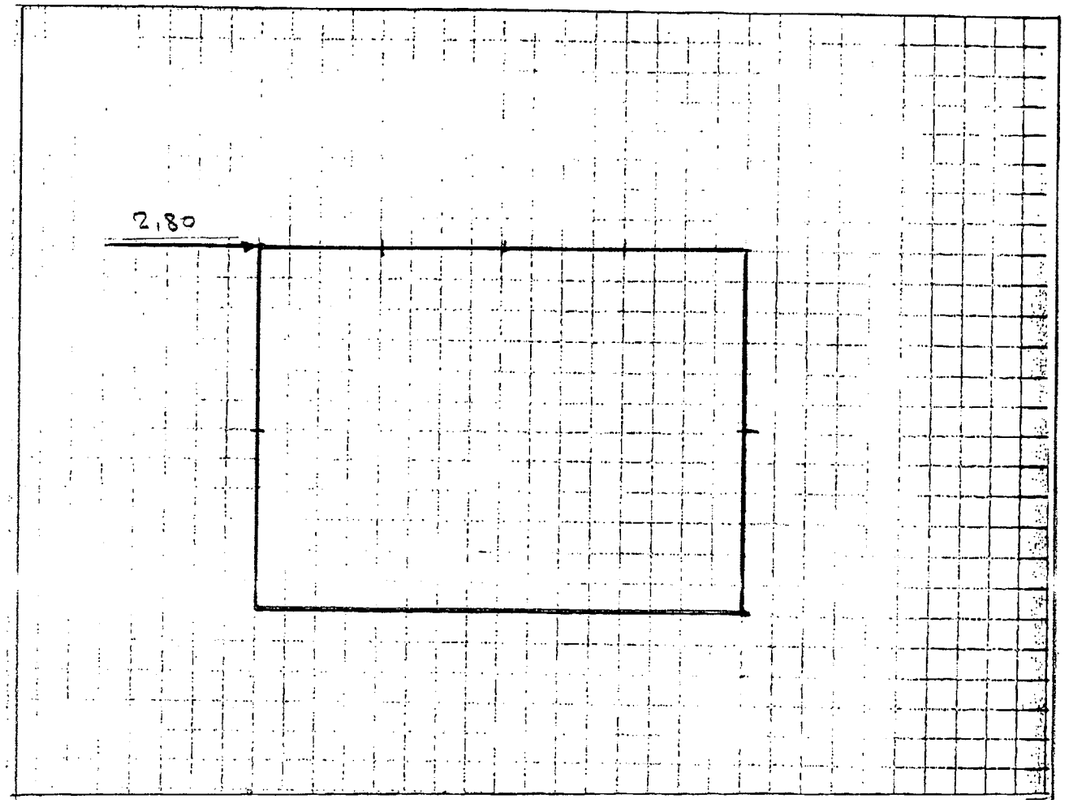
HIPOTESIS 12



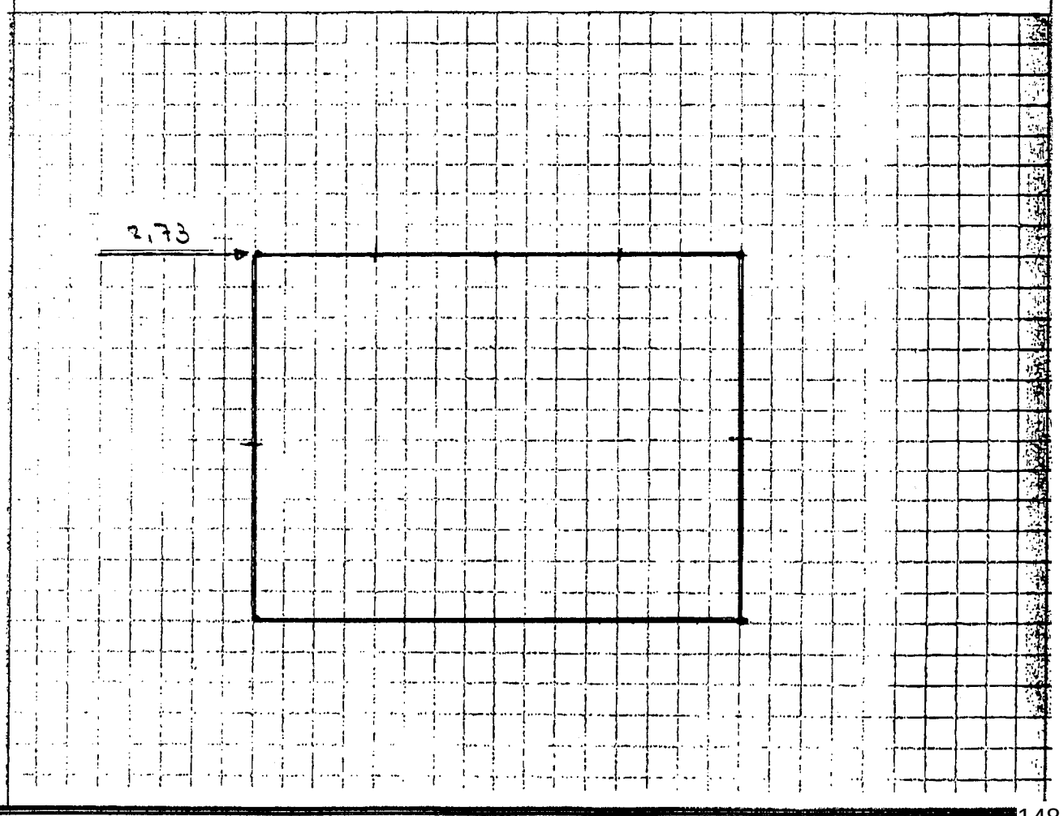
HIPOTESIS 13



HIPOTESIS 14



HIPOTESIS 15



NOTAS PRELIMINARES AL DIMENSIONAMIENTO.

Todos los momentos flectores obtenidos en el proceso de cálculo están referidos al centro de la sección, por lo que se han aumentado con el correspondiente al axíl para referirlo a la armadura de tracción.

Los momentos de empotramiento corresponden al centro de la sección, por lo que se han referido a la sección situada a: 0,25 - 0,15x0,50= 0,175 m. del eje considerado.

Los esfuerzos cortantes máximos corresponden igualmente al centro de la sección, por lo que se han referido a la sección situada a: 0,25 + 0,46= 0,71 m.

En todo caso estos esfuerzos cortantes son resultado de la aplicación del coeficiente de impacto a las cargas móviles, que si bien en la Instrucción Española es igual para los momentos flectores que para los cortantes, en las fichas de la UIC es diferente, pasando de 1,2152 a 1,1057 para la estructura que nos ocupa. Por ello estaremos del lado de la seguridad comprobando la validez de los resultados del ordenador.

ASUNTO | FECHA | REF. | HOJA 1.-

DIMENSIONAMIENTO A FLEXION Y CORTANTE.

A partir de los esfuerzos más desfavorables obtenidos, se dimensionan las armaduras necesarias en cada sección, mediante la aplicación de la Instrucción EH-91, comprobando el cumplimiento del estado límite de fisuración y las tensiones que se transmiten al terreno de cimentación.

1.- ESFUERZOS MAXIMOS.

a/ Hastiales. Inferior. Barra 1 - Nudo 1 - C.19

Nd = 62,976 t/m Vd = 40,301 t/m Md = 95,517 mt/m. (-)

Superior. Barra 8 - Nudo 9 - C.19

Nd = 66,128 t/m. Vd = 25,940 t/m. Md = 84,072 mt/m. (-)

Centro. Barra 1 - Nudo 2 - C.3

Nd = 34,837 t/m. Vd = — Md = 24,649 mt/m. (+)

b/ Losa Superior. Cara Superior. Barra 6 - Nudo 9 - C.19

Nd = 27,911 t/m. Vd = 55,323 t/m Md = 70,784 mt/m (-)

Cara Inferior. Barra 4 - Nudo 2 - C.5

Nd = 15,110 t/m Vd = — Md = 74,322 mt/m (+)

c/ Losa Inferior. Cara Inferior Barra 9 - Nudo 1 - C.19

Nd = 29,441 t/m. Vd = 44,509 t/m. Md = 82,072 mt/m (-)

Cara Superior. Barra 13 - Nudo 14 - C.11

Nd = 23,746 t/m Vd = — Md = 73,546 mt/m (+)

SD-26

ASUNTO | FECHA | REF. | HOJA 2.-

2.- ARMADURAS.

a/ Hastiales.

Armadura Exterior Inferior. Uc = 1,00 x 0,46 x 0,9 x 2.500/1,5 = 690 t/m

μ = 95,517 / 0,46 x 690 = 0,301

ν = 62,976 / 690 = 0,091

ω = 0,301 (1+0,301) - 0,091 = 0,301

Uy = 0,301 x 690 = 207 t/m.

Disponemos 1ϕ25 cada (217,20 t/m) y Reparto ϕ16 c/30 cm (44,58 t/m)

Armadura Exterior. Superior. Uc = 690 t/m.

μ = 0,265 ν = 0,096. ω = 0,239

Uy = 0,239 x 690 = 165 t/m

Disponemos 1ϕ25 cada (217,20 t/m) y Reparto ϕ16 c/20 cm (44,58 t/m)

Armadura Interior. Uc = 690 t/m

μ = 0,078 ν = 0,050 ω = 0,034 Uy = 24 t/m.

Us mínima vertical = 0,9 x 100 x 50 x 5,1 / 4,15 x 1000 = 19,96 t/m.

Disponemos 5ϕ16 cada (44,58 t/m) y Reparto ϕ12 c/20 cm (25,08 t/m)

Comprobación a cortante.

Vcu = 1,00 x 0,46 x 0,5 x 10 x √(250 x 0,9 / 1,5) = 28,17 t/m

Vc = 40,301 - 28,17 = 12,13 t/m

Cuantía mínima = 0,02 x b x fcd = 33,33 t/m

Disponemos cercos de ϕ10 a 20 cm. cada 20 cm

ρ90 = 0,46/0,20 x 0,79 x 400 = 54,34 t/m > 33,33 t/m

b/ Losa Superior.

Armadura Exterior. Uc = 1,00 x 0,46 x 2500 / 1,5 = 767 t/m

μ = 0,201 ν = 0,036 ω = 0,205

$W_s = 0{,}205 \times 767 = 158$ t/m.

Disponemos 10 Ø25 pue (217,70 t/m) y Reparto Ø16 a 20 cm (44,58 t/m)

Armadura Interior. $W_c = 767$ t/m.

$\mu = 0{,}211$ $\quad v = 0{,}020$ $\quad w = 0{,}236$

$W_f = 0{,}236 \times 767 = 181$ t/m.

Disponemos 10 Ø25 pue (217,70 t/m) y Reparto Ø16 a 20 cm (44,58 t/m)

Comprobación a cortante.

$V_{cu} = 1{,}00 \times 0{,}46 \times 0{,}50 \times 10 \times \sqrt{250/1{,}5} = 29{,}69$ t/m.

$V_s = 55{,}323 - 29{,}69 = 25{,}63$ t/m.

cercos mínimos. $0{,}02 \times 6 \times f_{cd} = 33{,}33$ t/m.

Disponemos cercos de Ø12 a 20 cm. cada 20 cm.

$0{,}9 \times 0{,}46 / 0{,}20 \times 5 \times 0{,}79 \times 4{,}2 = 34{,}33$ t/m $> 33{,}33$ t/m.

c/ Losa Inferior.

Armadura Inferior. $W_c = 767$ t/m.

$\mu = 0{,}233$ $\quad v = 0{,}038$ $\quad w = 0{,}249$

$W_f = 0{,}249 \times 767 = 191$ t/m.

Disponemos 10 Ø25 pue (217,70 t/m) y Reparto Ø16 a 20 cm (44,58 t/m)

Armadura Superior. $W_c = 767$ t/m.

$\mu = 0{,}208$ $\quad v = 0{,}031$ $\quad w = 0{,}220$

$W_f = 0{,}220 \times 767 = 169$ t/m.

Disponemos 10 Ø25 pue (217,70 t/m) y Reparto Ø16 a 20 cm (44,58 t/m)

Comprobación a cortante.

$V_{cu} = 1{,}00 \times 0{,}46 \times 0{,}5 \times 10 \times \sqrt{250/1{,}5} = 29{,}69$ t/m.

$V_s = 44{,}509 - 29{,}69 = 14{,}82$ t/m

cercos mínimos. $0{,}02 \times 1{,}00 \times 2500/1{,}5 = 33{,}33$ t/m

Disponemos cercos de Ø12 a 20 cm. cada 20 cm

$0{,}9 \times 0{,}46 / 0{,}20 \times 5 \times 0{,}79 \times 4{,}2 = 34{,}33$ t/m $> 33{,}33$ t/m.

LAS ARMADURAS EN LAS LOSAS SE DISPONDRÁN PARALELAS A SUS LADOS DE MODO QUE NO FORMARAN MALLA ORTOGONAL.

TENSIONES.

Las tensiones máximas que se transmiten al terreno son:

Axil máximo. Nudo 7 - Barra 29 - Combinación 14

$N_A = 14{,}4$ t/m.

$\sigma = 14{,}4 \times 2 / 1{,}6 - 0{,}75 = 24{,}00$ t/m²

La carga permanente supone: $5{,}17 / 8{,}17 + 5{,}03 = 0{,}5069$ del total.

Luego: $24{,}00 (1 - 0{,}5069) / 1{,}2152 + 24{,}00 \times 0{,}5069 = 21{,}90$ t/m²

Peso propio de la losa inferior. $0{,}50 \times 2{,}5 = 1{,}25$ t/m²

Tensión máxima. $\sigma = 21{,}90 + 1{,}25 = 23{,}15$ t/m²

Tensión admisible del terreno. $\sigma_t = 23{,}15 / 1{,}30 = 17{,}81$ t/m²

Según el Informe Geotécnico, la obra se asentará en material seleccionado de aportación compactado como mínimo al 95% del Proctor Normal, por lo que la tensión admisible admitida que debe ser en todo caso superior a 2,0 Kp/cm², de modo que con estas pequeñas tensiones se asentarán los incrementos posibles en la estructura.

COMPROBACION DEL ESTADO LIMITE DE FISURACION.

La disposición de la obra, en cuanto a las condiciones medioambientales se refiere, da lugar a las siguientes reflexiones:

a- Su situación, referida a la zona de ubicación, enmarca a la estructura en un medio exterior normal (no agresivo).

b- El terreno circundante y el de asiento de la estructura, puede considerarse como agresivo a tenor de lo expresado en las condiciones generales del Informe Geotécnico y por lo tanto las aguas pueden resultar ligeramente acidas en su discurrir por el terreno natural.Ahora bien, los terraplenes proceden de prestamos diferentes en su composición al terreno natural y la obra de fábrica estará envuelta por las cuñas de transición, de calidad más estricta y que al ser más drenante, dificultará la posibilidad de que las aguas agresivas lleguen a los paramentos. Es decir:

Las caras de la obra en contacto solo con la atmosfera están claramente en Ambiente II.

Las caras del trasdos de los hastiales estarán en contacto con las cuñas de transición y la cara superior de la losa superior estará en contacto con el subbalasto con remotas posibilidades de que el agua de escorrentía llegue a ellas.

La losa inferior se apoya en el hormigón de limpieza, que actúa a modo de incremento del recubrimiento aumentando la protección de las armaduras inferiores. La cara superior de ésta losa está sometida al peso de las tierras y al firme del camino que pasa por la estructura, de modo que los esfuerzos se verán reducidos y por tanto la fisuración.

Por todo ello podemos tambien considerar a todas éstas caras como inmersas en un Ambiente II, con la condición de efectuar una protección de los paramentos mediante impermeabilización superficial de los mismos.

ASUNTO	FECHA	REF.	HOJA 1-

Comprobemos la fisuración en los elementos secciones en Ambiente II.

Hastiales, trasdosado exterior superior.

$\phi = 25$ mm. $c = 40$ mm. $\rho = 10 \times 4,91 / 100 \times 50 = 0,009820$

Tensión de servicio máx. $\sigma_s = 0,80 \times \frac{5.100}{1,6 \times 1,15} \times \frac{207}{217,7} = 2.108$ kp/cm²

Tensión de trabajo máx. $\sigma_t = (200 \times 0,009820 \times 12) \sqrt{10/25} \times 1000 = 2.507$ kp/cm² < σ_s

losa superior. cara interior.

$\phi = 25$ mm. $c = 40$ mm. $\rho = 10 \times 4,91 / 100 \times 50 = 0,009820$

Tensión de servicio máx. $\sigma_s = 0,80 \times \frac{5.100}{1,6 \times 1,15} \times \frac{181}{217,7} = 1.844$ kp/cm²

Tensión de trabajo máx. $\sigma_t = (200 \times 0,009820 \times 12) \sqrt{10/25} \times 1000 = 2.507$ kp/cm² < σ_s

losa inferior. cara inferior

$\phi = 25$ mm. $c = 40$ mm. $\rho = 10 \times 4,91 / 100 \times 50 = 0,009820$

Tensión de servicio máx. $\sigma_s = 0,80 \times \frac{5.100}{1,6 \times 1,15} \times \frac{191}{217,7} = 1.945$ kp/cm²

Tensión de trabajo máx. $\sigma_t = (200 \times 0,009820 \times 12) \sqrt{10/25} \times 1000 = 2.507$ kp/cm² < σ_s

De todas las secciones, la que tiene mayor tensión de servicio con posibilidades de encontrarse en Ambiente II, es la inferior del hastial

Anchura característica de la fisura máxima.

$w_k = 0,10 \times 40/25 = 0,15$ mm

$\sigma_s = 2.108$ kp/cm²

$w_k = 1,7 \times S_m \times \varepsilon_{sm} \geq 0,15$ mm.

$S_m = 2 \cdot 40 + 0,2 \times 100 + 0,4 \times 0,125 \frac{25 \times 100 \times 125}{4,91 \times 10^2} = 131,82$ mm.

$\varepsilon_{sm} = \frac{2.108}{2,1 \times 10^6} \left[1 - 0,2 \left(\frac{553}{2108}\right)^2\right] = 0,000969 \geq 0,000257$

$w_k = 1,7 \times 131,82 \times 0,000969 = 0,217$ mm.

SG-26

ASUNTO: PASO INFERIOR Nº1 | FECHA | REF. | HOJA 1-

ALETAS 1-274.

Las aletas tienen empujes variables con trapezoides de altura comprendida entre 6,70 y 1,00 m., de modo que la altura a considerar en el cálculo es de: (6,70-1,00) 2/3 + 1,00 = 4,80 m., más los 0,50 m. del canto de la zapata, lo que hace una altura total de 5,30 m.

En cuanto a la zapata también es variable, desde un canto de 3,00 a 0,50 m., de modo que el ancho de cálculo compatible con la altura obtenida anteriormente es de: (3,00-0,50) 2/3 + 0,50 = 2,17 m., más los 0,50 m. del ancho del trasdós, más los 0,50 m. de la puntera, que hacen una anchura total de 3,17 m.

La aleta más desfavorable forma con la perpendicular a la traza un ángulo de: 108,63 - 90 + 12 = 31,63°, luego el ángulo entre el trasdós real es de: 31,63° x arc. to 1/2 / 90° = 9,35° y considerando $\varphi = 30°$, $\delta = \varphi/3$ y $\beta = 0$, el coeficiente de empuje activo longitudinal es de 0,2674.

Comprobamos las altas así definidas.

Empuje. $\frac{1}{2} \times 1,9 \times 5,30^2 \times 0,2674 = 9,80$ t/m.

Mto. de vuelco. $9,80 \times 5,30/3 = 17,32$ mt/m

Peso 30,53 t/m.

Mto. estabilizador. 53,43 mt/m

Coeficiente de estabilidad al vuelco. $C_v = 53,43/17,32 = 3,1$

Coeficiente estabilidad deslizamiento. $C_d = 30,53 \times 0,5/9,80 = 1,56$

Tensiones. $e_0 = 1,183$ m. $e_0 = 0,402$ m

$$\sigma = \frac{30,53}{3,17}\left(1 \pm \frac{6 \times 0,402}{3,17}\right) = \begin{cases} 16,96 \text{ t/m}^2 \\ 2,30 \text{ t/m}^2 \end{cases}$$

$\sigma_{adm} = 16,96/1,30 = 13,05$ t/m²

SG-26

ASUNTO | FECHA | REF. | HOJA 2-

Adoptando H=300, AE1-500 y c=40 mm. las ARMADURAS son:

a - Hastial.

$M = \frac{1}{2} \times 1,9 \times 4,80^2 \times 0,2674 = 4,80/3 = 12,33$ mt/m. $M_d = 12,33 \times 1,5 = 20,59$ mt/m.

$\sigma_c = 1,00 \times 0,46 \times 0,9 \times 2000/1,5 = 552$ t/m² $\sigma_s = 47$ t/m²

Dispondremos en la cara de tracción.

En vertical. 10 Φ 12 cm/m. = 50,16 t/m

En horizontal. Φ 10 a 20 cm. = 17,42 t/m

Dispondremos en la cara cara.

En vertical 5 Φ 10 cm/m = 17,42 t/m

En horizontal. Φ 10 a 20 cm. = 17,42 t/m

b - Zapata. Puntera.

$M = 16,96 \times 0,50^2/2 = 2,12$ mt/m. $M_d = 3,12 \times 1,5 = 3,89$ mt/m

$\sigma_c = 1,00 \times 0,46 \times 2000/1,5 = 613$ t/m $\sigma_s = 47$ t/m²

Dispondremos como armadura superior principal 5 Φ 10 cm/m = 17,42 t/m

y como reparto. Φ 10 a 20 cm. = 17,42 t/m

c - Zapata. Talón.

$M = (1,80 \times 1,9 + 0,50 \times 2,5) \times 2,17^2/2 + 0,7366 \times 1,447 = 25,48$ mt/m.

$M_d = 25,48 \times 1,6 = 40,77$ mt/m $\sigma_c = 1,00 \times 0,46 \times 2000/1,5 = 613$ t/m

$$\sigma_s = 0,97 - \frac{40,77}{0,46}\left(1 + \frac{40,77}{0,46 \times 613}\right) = 98 \text{ t/m}$$

Dispondremos como armadura superior principal 5 Φ 25 cm/m. 108,85 t/m

y como reparto. Φ 10 a 20 cm. = 17,42 t/m

SG-26

ALETA 3.

Tiene una longitud de 13,37 m. con tastial de altura comprendida entre 6,70 y 2,00 m. de modo que la altura a considerar en el cálculo es de $(6,70-2,00)^{2/3}+2,00=5,13$ m, más los 0,50 m. del canto de la zapata, lo que hace una altura total de 5,63 m.

El ancho de la espalda también es variable, siendo el talón de 3,00 a 0,75 m. de modo que el ancho de cálculo equivalente con la altura referida anteriormente es de: $(3,00-0,75)^{2/3}+0,75=2,25$ m. más los 0,50 m. de ancho del tastial, más los 0,50 m. de la puntera, que hacen un ancho total de 3,25 m.

El coeficiente de empuje activo horizontal es de 0,35434.

Comprobaciones.

Empuje: $\frac{1}{2}\times1,9\times5,63^2\times0,35434=11,06$ t/m

Mto. vuelco. $11,06\times5,63/3=20,76$ mt/m

Cuña	$3,50\times3,25\times2,5=$	$5,41\times0,45=$	$\times4,81$
	$0,80\times3,25\times2,5=$	$4,06\times1,625=$	$\times6,60$
	$5,13\times3,25\times1,9=$	$21,93\times2,125=$	$\times46,60$
	$\frac{1}{2}\times0,37\times3,25\times1,9=$	$0,79\times2,60=$	$\times1,98$

Peso. 33,19 t/m

Mto. estabilizador 59,99 mt/m

Coeficiente de estabilidad al vuelco: $e_v=59,99/20,76=2,9$

Coeficiente estabilidad deslizamiento: $e_d=33,19\times0,5/11,06=1,50$

Tensiones. $e_0=1,182$ m $\quad e_0=0,443$

$$\sigma=\frac{33,19}{3,25}\left(1\pm\frac{6\times0,443}{3,25}\right)=\frac{18,56\ t/m^2}{1,86\ t/m^2}\qquad \text{Talón}=18,56/1,30=14,28\ t/m^2$$

Adoptando un hormigón H-250, $\sigma_{bm}=80$ y $\sigma=4200$ kg/cm² para armadura a tastial.

$M=\frac{1}{2}\times1,9\times5,13^2\times0,35434\times5,13/3=15,71$ mt/m $\quad M_d=15,71\times1,6=25,13$ mt/m

$V_c=1,00\times0,46\times0,9\times20000/1,5=55,2$ t/m $\quad V_{cp}=58$ t/m

Disposición en la cara de las tierras.

En vertical $5\,\phi12+5\,\phi16$ pue = 69,66 t/m

En horizontal $\phi10$ a 20 cm = 17,42 t/m

Disposición en la cara libre.

En vertical $5\,\phi10$ pue = 17,42 t/m

En horizontal $\phi10$ a 20 cm = 17,42 t/m

b- Zapata. Puntera.

$M=18,56\times0,80^2/2=2,37$ mt/m $\quad M_d=2,37\times1,6=3,72$ mt/m

$V_c=1,00\times0,46\times200/1,5=61,3$ t/m $\quad V_{cp}=8$ t/m

Disposición como armadura inferior principal $5\,\phi10$ pue = 17,42 t/m y como refuerzo $\phi10$ a 20 cm = 17,42 t/m

c- Zapata. Talón.

$M=\left(5,13\times1,9+0,5\times2,5\right)\times2,25^2/2+0,79\times1,50=29,02$ mt/m

$M_d=29,02\times1,6=46,43$ t/m $\quad V_c=1,00\times0,46\times200/1,5=61,3$ t/m

$V_{cp}=0,97\times\frac{46,43}{0,46}\left(1+\frac{46,43}{0,46\times61,3}\right)=194$ t/m

Disposición como armadura inferior principal $5\,\phi25+5\,\phi10$ pue = 126 t/m y como refuerzo $\phi10$ a 20 cm = 17,42 t/m

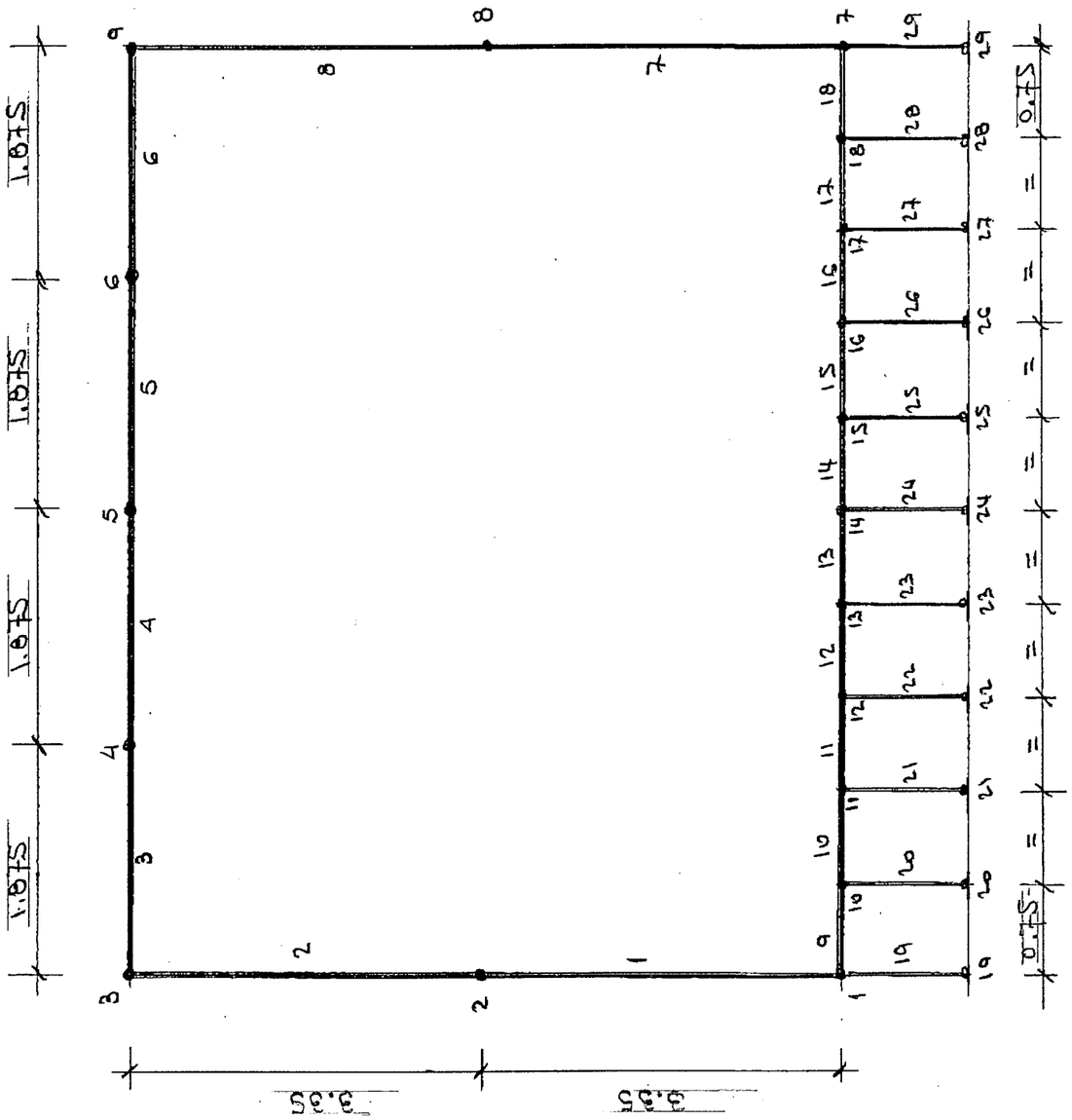
PASO INFERIOR Nº 2

Nº DE BARRAS . 29

Nº DE NUDOS . 29

ANCHO DE B. MATRIZ RIGIDEZ. 69

Nº DE HIPOTESIS . 15



ASUNTO				FECHA	REF.	HOJA 2-
DEFINICION DE BARRAS.						
Barras 19 y 29 (Ficticias).						
Módulo de Balasto	$\mu = 1.000$ t/m³					
Area de incidencia.	$\Omega = 1.00 \times 0.75/2 = 0,375$ m²					
Módulo Elasticidad H.	E = 3.004.164 t/m²					
$F = \mu \times \Omega = 1.000 \times 0,375 =$	375 t.					
$L = l(m) \frac{1.00 \times 0,375}{216} \times \frac{3.004.164}{375}$	$= \underline{14,31}$ m.					
$A_x = 1,00 \times 0,375/210$	$= \underline{0,001786}$ m²					
$I_z =$	$= \underline{10^{-8}}$ m⁴					
Barras 20 a 28 (Ficticias)						
$F = \mu \times \Omega = 1.000 \times 0,75 =$	750 t.					
$L = l(m) \frac{1,00 \times 0,75}{210} \times \frac{3.004.164}{750}$	$= \underline{14,31}$ m					
$A_x = 1,00 \times 0,75/210$	$= \underline{0,003571}$					
$I_z =$	$= \underline{10^{-8}}$ m⁴					
Resto de Barras.						
$A_x = A_y = 1,00 \times 0,50$	$= \underline{0,50}$ m²					
$I_z = \frac{1}{12} \times 1,00 \times 0,50^3$	$= \underline{0,010417}$ m⁴					

SG-26

ANALISIS DE CARGAS.

Los datos de partida que nos permitirán formular un reparto de cargas uniforme, en sentido longitudinal y transversal, en función del efecto distribuidor del sistema: carril-traviesa-balasto-subbalasto y del propio diintel, son:

Separación entre ejes carriles (1,435+0,074)	1,509 m.
Altura carril de 60 kg/ml	0,172 m
Ancho patín carril de 60 kg/ml	0,150 m
Altura traviesa monobloque	0,222 m
Ancho traviesa monobloque	0,300 m
Espesor mínimo de balasto bajo traviesa	0,300 m
Espesor de sub-balasto	0,270 m
Retranqueo cota carril a losa superior	1,464 m.
Entreeje mínimo	4,800 m
Separación carril exterior Ibérico	8,000 m
Separación carril exterior UIC	4,800 m

Mediante reparto longitudinal de cargas obtenemos, en el eje de la losa superior, unas longitudes de reparto de:

Ibérico. $u_1 = 2(0,300/2 + 1,070/tg\,75^\circ + 0,500/2) = 1,373$ m

$u_2 = 3,00 + 1,373 = 4,373$ m.

UIC $u_1 = 2(0,300/2 + 1,070/tg\,75^\circ + 0,500/2) = 1,373$ m

$u_2 = 4,80 + 1,373 = 6,173$ m.

Mediante reparto transversal de cargas obtenemos, en el eje de la losa superior, un ancho de reparto de:

1 vía. $u_1 = 1,509 + 2(0,150/2 + 0,222 + 1,070/tg\,75^\circ + 0,500/2) = 3,176$ m

2 vías. Dos anchos de 3,176 m. separados 4,80 m. entre sus centros.

No habrá superposición de efectos entre vías hasta que su separación sea igual o menor a 3,176 m. valor muy compatible con el trazado de la línea.

COEFICIENTE DE IMPACTO.

masa $= (2,50 \times 2,5 + 1,464 \times 1,3)/9,8 = 381,510$ kg/m·m·cap²

Longitud = 7,50 m.

$I = \frac{1}{12} \times 1,70 \times 0,50^3 = 0,019417$ m⁴

$E = 3,004 \times 10^9$ kg/m²

$v = 200$ Km/h $= 55,56$ m/seg. Máxima velocidad en la I.E.

$P_1 = 0,019417/7,50 = 0,00258889$

$P_2 = 0,019417/6,20 = 0,00313178$; C.K. $= \frac{0,00313178}{0,00258889} = 0,47183039$

$c = 55,56 - 0,47183039 \times (2,56 - 1,37) = 2,6211$

$\frac{1}{T} = 2,6211 \sqrt{3,004 \times 10^9 \times 0,019417/381,510 \times 7,50^4} = 12,2426$ seg⁻¹

$\mu = 55,56 \times 0,08168165 / 2 \times 7,89 = 0,28759393$

$t = 65 \times 0,28759393 / 1 - 0,28759393 + 0,28759393^2 = 23,51$

$i = 1,2351$

Según la Hoja de la UIC, para movimiento flechore:

$\phi_2 = \frac{1,44}{\sqrt{L_\phi} - 0,2} + 0,82$, donde $L_\phi = \frac{2 \times H + B}{3}$ $\begin{matrix} H = 6,70 \\ B = 7,50 \end{matrix}$ $= 9,06$ m.

$\phi_2 = 1,3325$

Reducción por espesor del relleno. $0,1 \times (1,47 - 1,30) = 0,029$

$\phi_2 = 1,3325 - 0,029 = 1,2983$

ASUNTO	FECHA	REF.	HOJA 5

CARGAS VERTICALES.

a- Carga permanente en losa superior.

Losa propia 0,50 · 2,5 = 1,25

Capa nivela. 1,464 · 1,7 = 2,49

total = 3,74 t/m²

b- Sobrecarga móvil en vías en losa superior.

Renfe. Tren Tipo A.

1-30 · 1,2351 / 1,373 · 3,176 = 8,30 t/m²

2-60 · 1,2351 / 2,873 · 3,176 = 8,12 t/m²

3-90 · 1,2351 / 4,373 · 3,176 = 8,00 t/m²

Renfe. Tren Tipo B.

1-12 · 1,2351 / 3,176 = 4,07 t/m²

UIC.

1-30 · 1,2983 / 1,373 · 3,176 = 3,44 t/m²

2-60 · 1,2983 / 2,873 · 3,176 = 5,87 t/m²

3-75 · 1,2983 / 4,373 · 3,176 = 5,20 t/m²

4-100 · 1,2983 / 6,173 · 3,176 = 6,62 t/m²

5-B · 1,2983 / 3,176 = 5,27 t/m²

UIC. SUB.

1-15 · 1,2983 / 3,176 = 0,13 t/m²

c- Carga permanente en habitáculo.

Se calcula a la losa propia y se añade a una fuerza vertical en la parte alta.

Nudo 1 = Nudo 2 = Nudo 7 = Nudo 8 = 3,35 · 0,50 · 2,5 = 4,19 t/m

ASUNTO	FECHA	REF.	HOJA 6

CARGAS HORIZONTALES.

a- Trasdós

Renfe. Tren Tipo A.

$F_{A1} = \frac{1}{8}(9 + 9,2 + 9,4) / 16,80 = 1,27$ t/m

Renfe. Tren Tipo B.

$F_{B1} = \frac{1}{8}(12 + 12,2 + 12) \cdot 8,00 / 16,80 = 1,36$ t/m

UIC.

$F_{A1} = 0,25\,(100 + 100) / 16,80 = 2,98$ t/m

$F_{A2} = 0,25\,(8 + 8) \cdot 3,440 / 16,80 = 0,82$ t/m } 3,80 t/m

UIC. SUB.

$F_{B1} = 0,25\,(15 + 15) \cdot 8,00 / 16,80 = 3,57$ t/m

b- Carga permanente en habitáculo.

Empuje activo superior $(1,464 + 0,2) \cdot 1,7 \cdot 0,33 = 0,96$ t/m

Empuje activo inferior $9,80 \cdot 0,70 \cdot 1,7 \cdot 0,33 = 2,16$ t/m

Empuje pasivo superior $(1,464 + 0,2) \cdot 1,7 \cdot 0,33 = 1,96$ t/m

Empuje pasivo inferior $1,46 \cdot 6,70 \cdot 1,7 \cdot 0,33 = 7,82$ t/m

c- Carga móvil en habitáculo.

Empuje activo rectangular $= 3,00 \cdot 0,33 = 0,99$ t/m

Empuje pasivo rectangular $= 3,00 \cdot 0,33 = 1,50$ t/m

HIPOTESIS DE CARGAS.

Las hipótesis de cargas consideradas, necesarias para su posterior combinación, se definen según el origen de la acción, de la normativa aplicada, el número de vias cargadas y la posición de la carga en el vano.

Hipótesis 01. Peso propio + Resto de carga permanente + Empuje activo.

Hipótesis 02. Peso propio + Resto de carga permanente + Empuje reposo.

Hipótesis 03. Empuje reposo de sobrecarga móvil.

Hipótesis 04. Sobrecarga tipo A de Renfe en un lateral.

Hipótesis 05. Sobrecarga tipo A de Renfe en el centro del vano.

Hipótesis 06. Sobrecarga tipo A de Renfe en el otro lateral.

Hipótesis 07. Sobrecarga tipo B de Renfe.

Hipótesis 08. Frenado tren tipo A de Renfe.

Hipótesis 09. Frenado tren tipo B de Renfe.

Hipótesis 10. Sobrecarga UIC en un lateral.

Hipótesis 11. Sobrecarga UIC en el centro del vano.

Hipótesis 12. Sobrecarga UIC en el otro lateral.

Hipótesis 13. Sobrecarga uniforme de la UIC.

Hipótesis 14. Frenado de sobrecarga puntual de la UIC.

Hipótesis 15. Frenado de sobrecarga uniforme de la UIC.

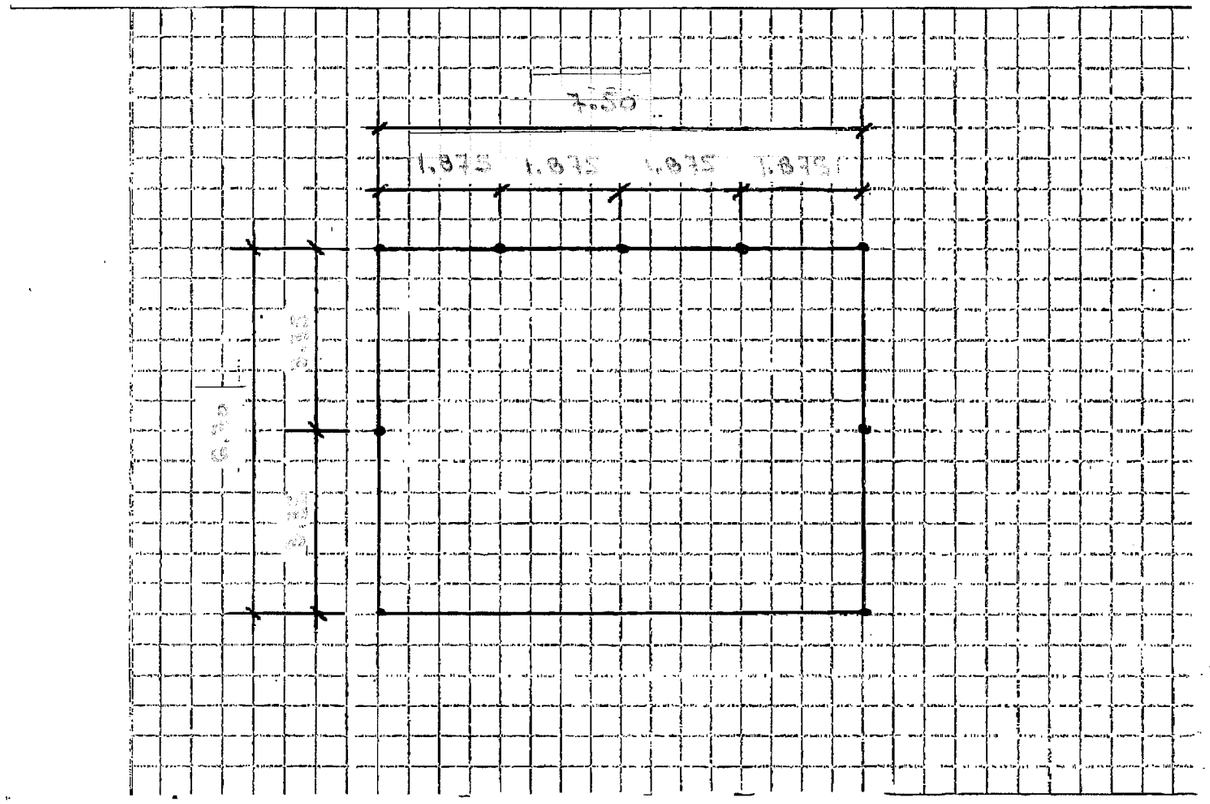
COMBINACION DE LAS HIPOTESIS DE CARGAS.

Para la aplicación del cálculo se combinan estas 15 hipótesis de carga de forma que se obtengan las situaciones más desfavorables en cada sección.

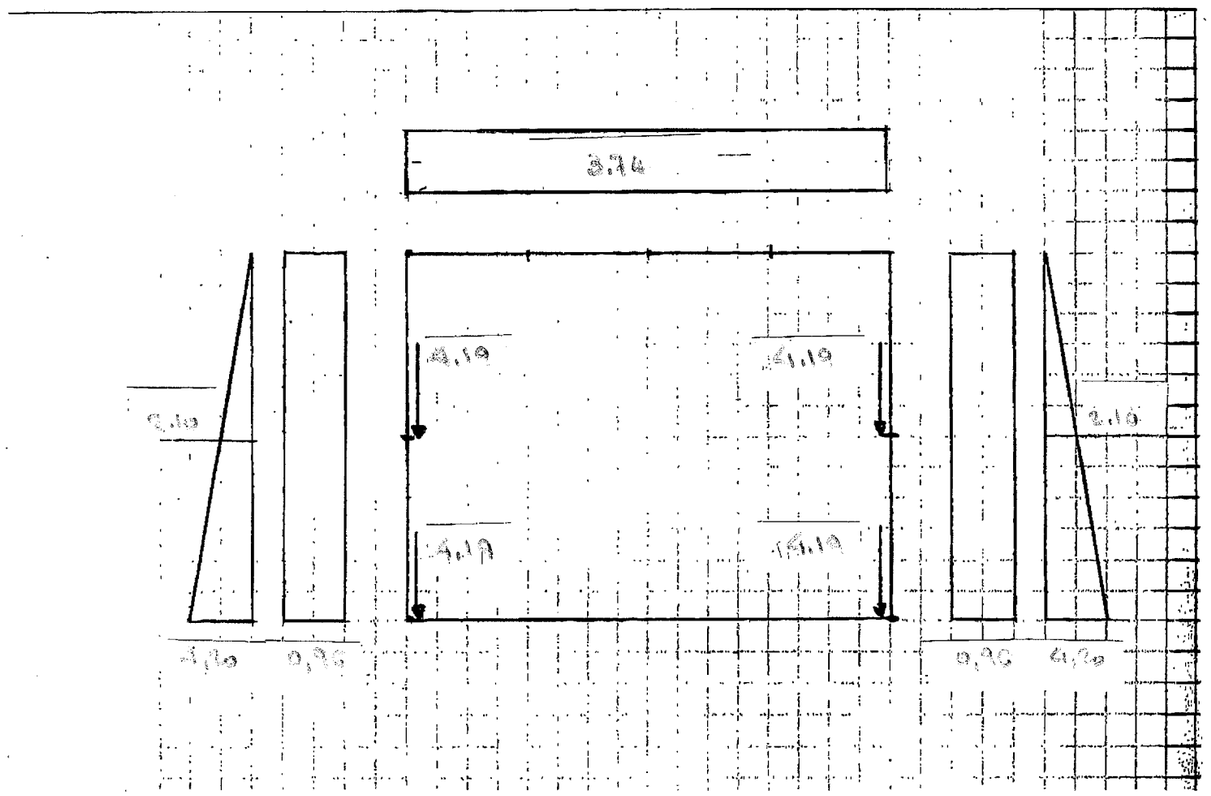
C-01	**H-01**	**E min. SC min.**
C-02	**H-02**	
C-03	**H-02 + H-03**	**E máx. SC min.**
C-04	**H-01 + H-04**	**E min. SC máx.**
C-05	**H-01 + H-05**	
C-06	**H-01 + H-06**	
C-07	**H-01 + H-07**	
C-08	**H-01 + H-10**	
C-09	**H-01 + H-11**	
C-10	**H-01 + H-12**	
C-11	**H-01 + H-13**	
C-12	**H-02 + H-03 + H-04 + H-08**	**E máx. SC máx.**
C-13	**H-02 + H-03 + H-05 + H-08**	
C-14	**H-02 + H-03 + H-06 + H-08**	
C-15	**H-02 + H-03 + H-07 + H-09**	
C-16	**H-02 + H-03 + H-10 + H-14**	
C-17	**H-02 + H-03 + H-11 + H-14**	
C-18	**H-02 + H-03 + H-12 + H-14**	
C-19	**H-02 + H-03 + H-13 + H-15**	

El cáculo se realiza con la implantación de los datos presentados anteriormente y los esfuerzos se obtienen con la aplicación del programa de Stress en estructura plana.

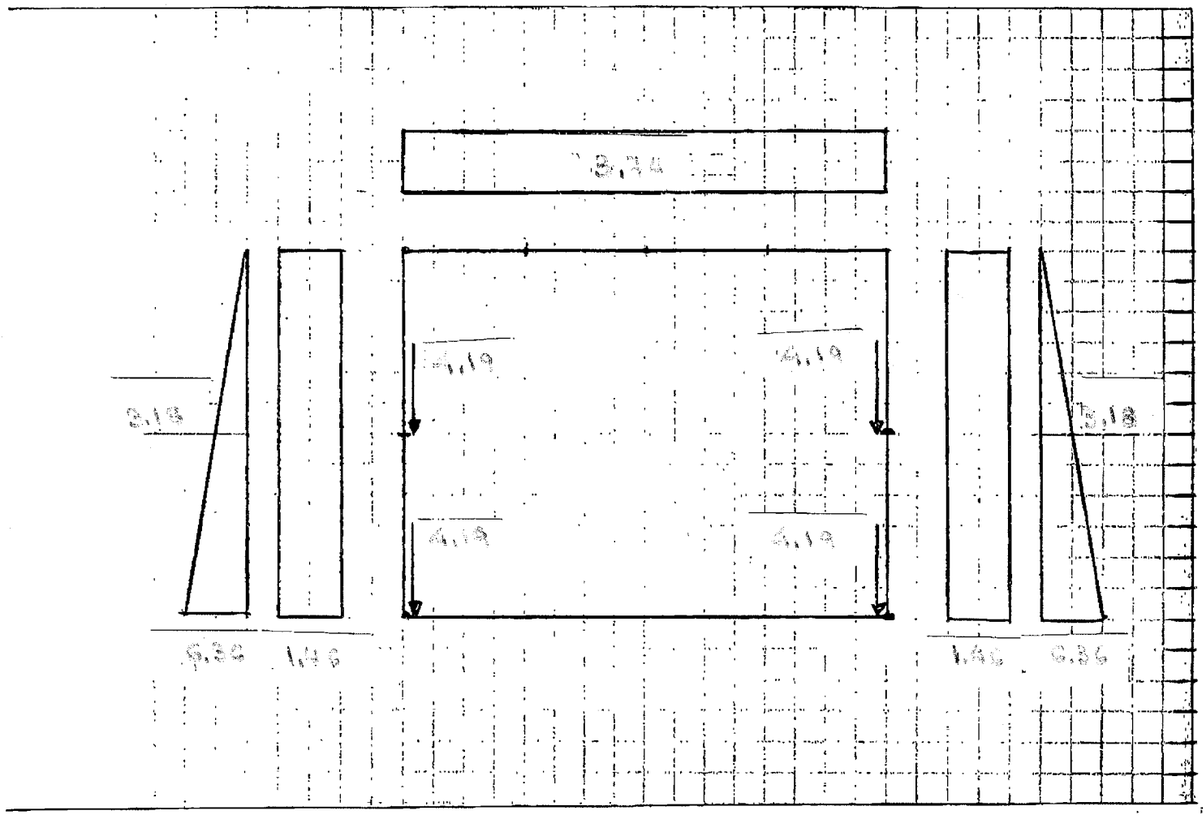
DEFINICION GEOMETRICA



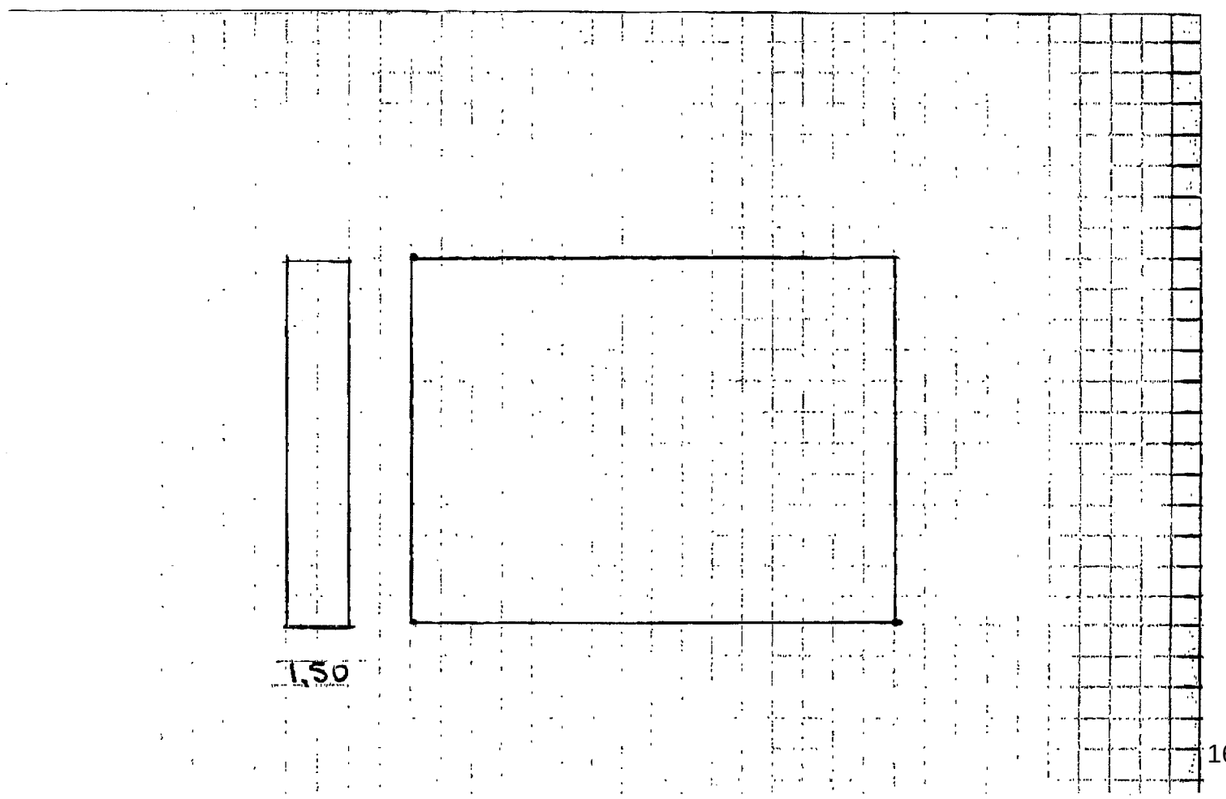
HIPOTESIS 1



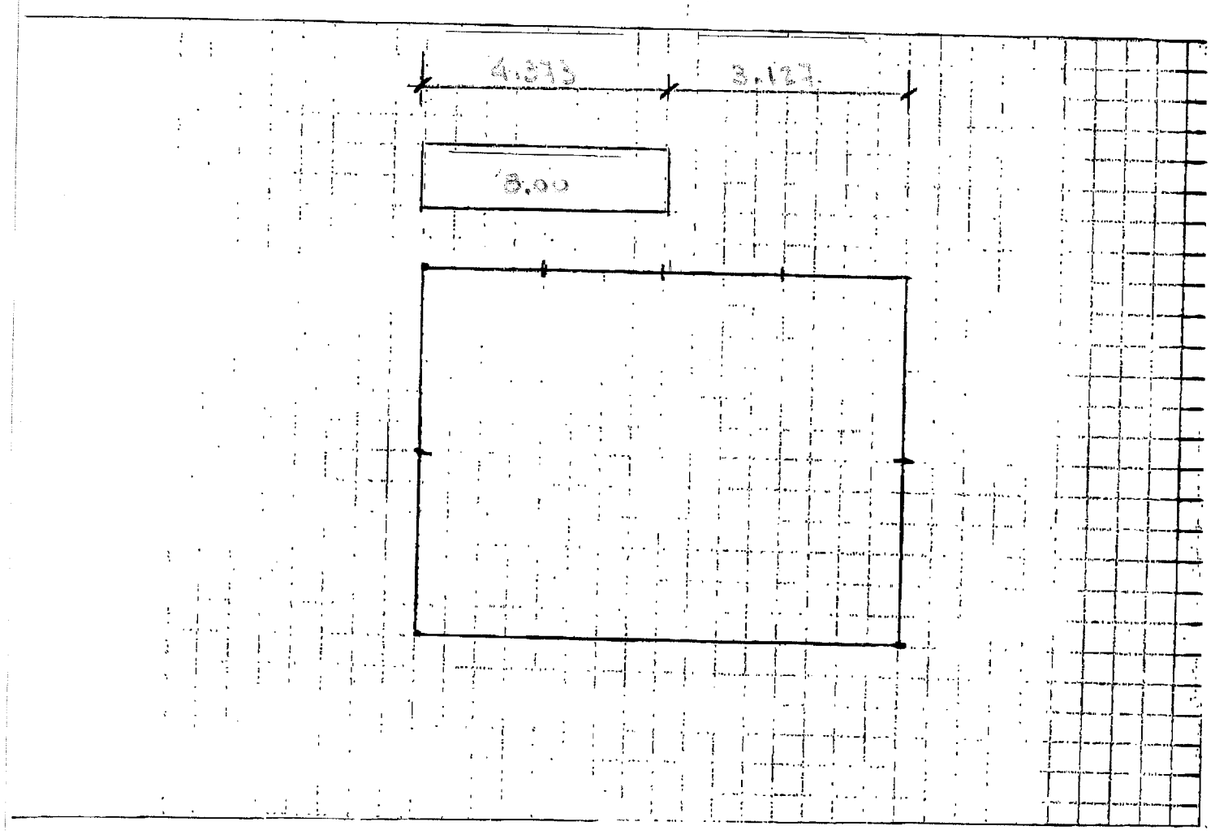
HIPOTESIS 2



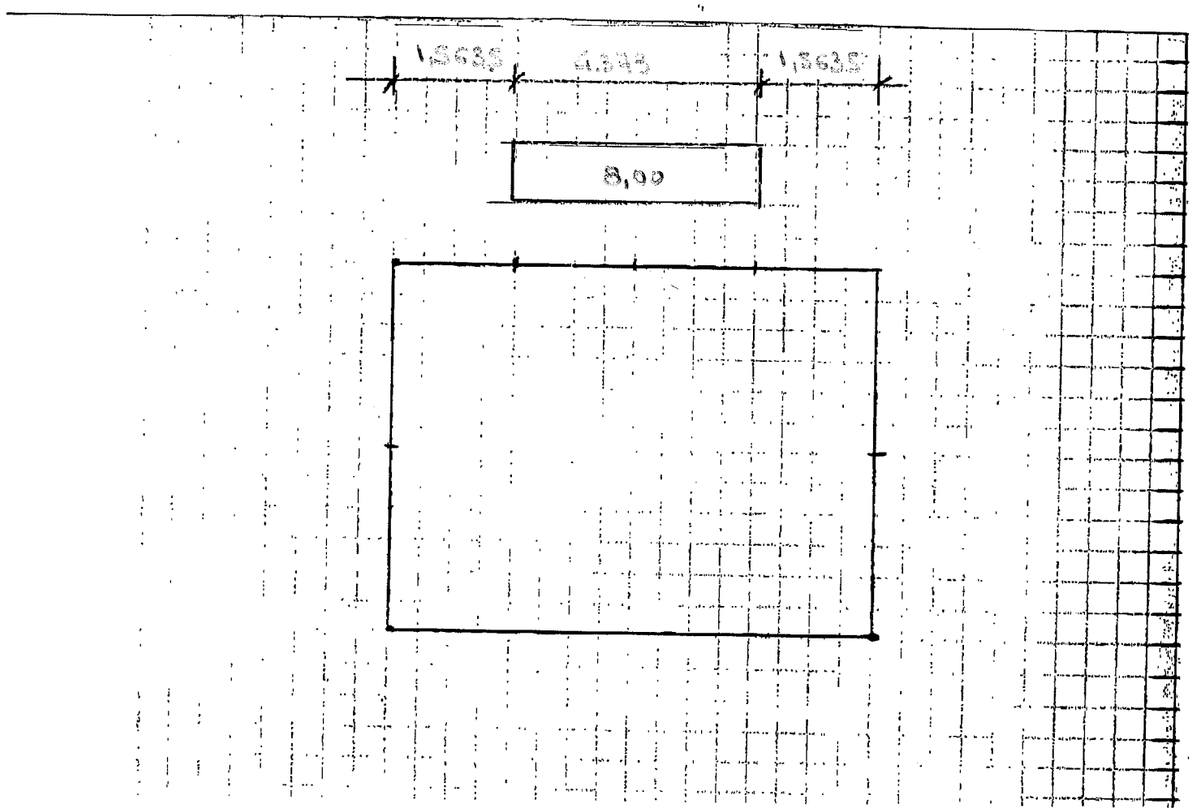
HIPOTESIS 3



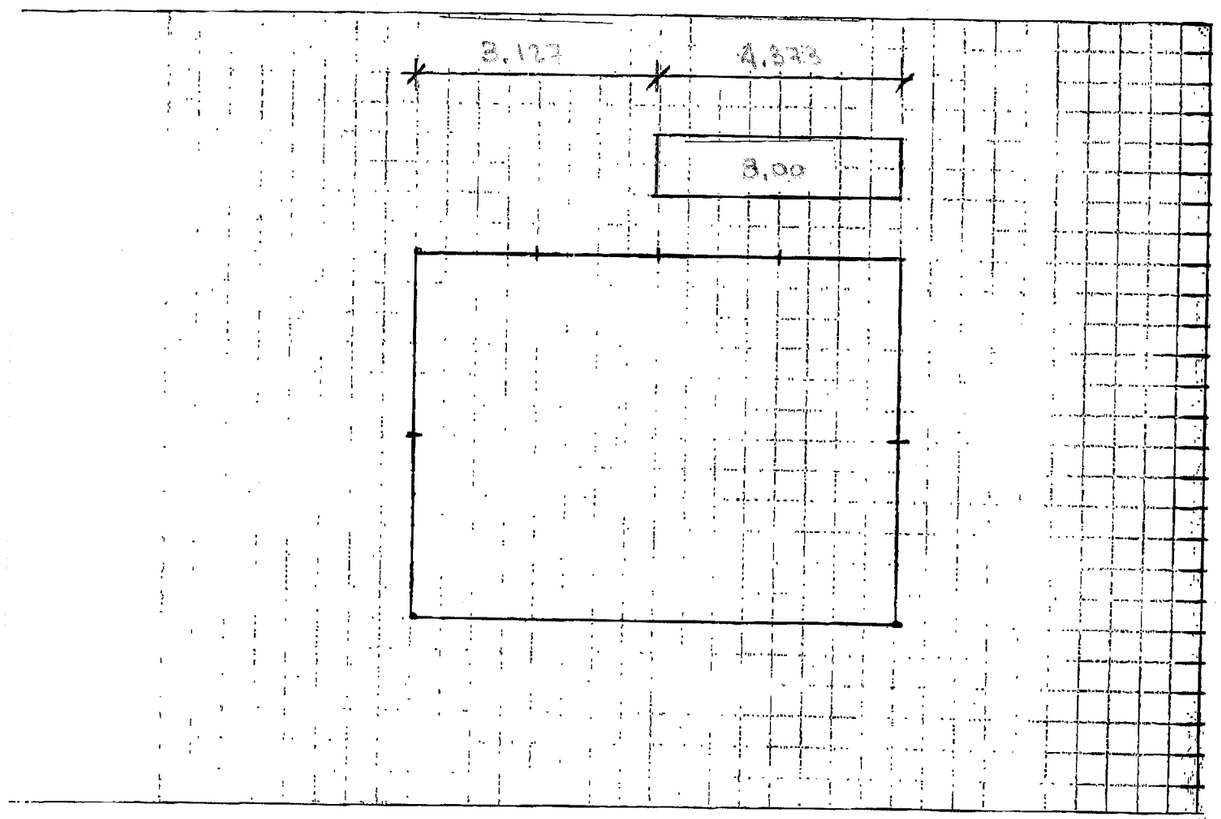
HIPOTESIS 4



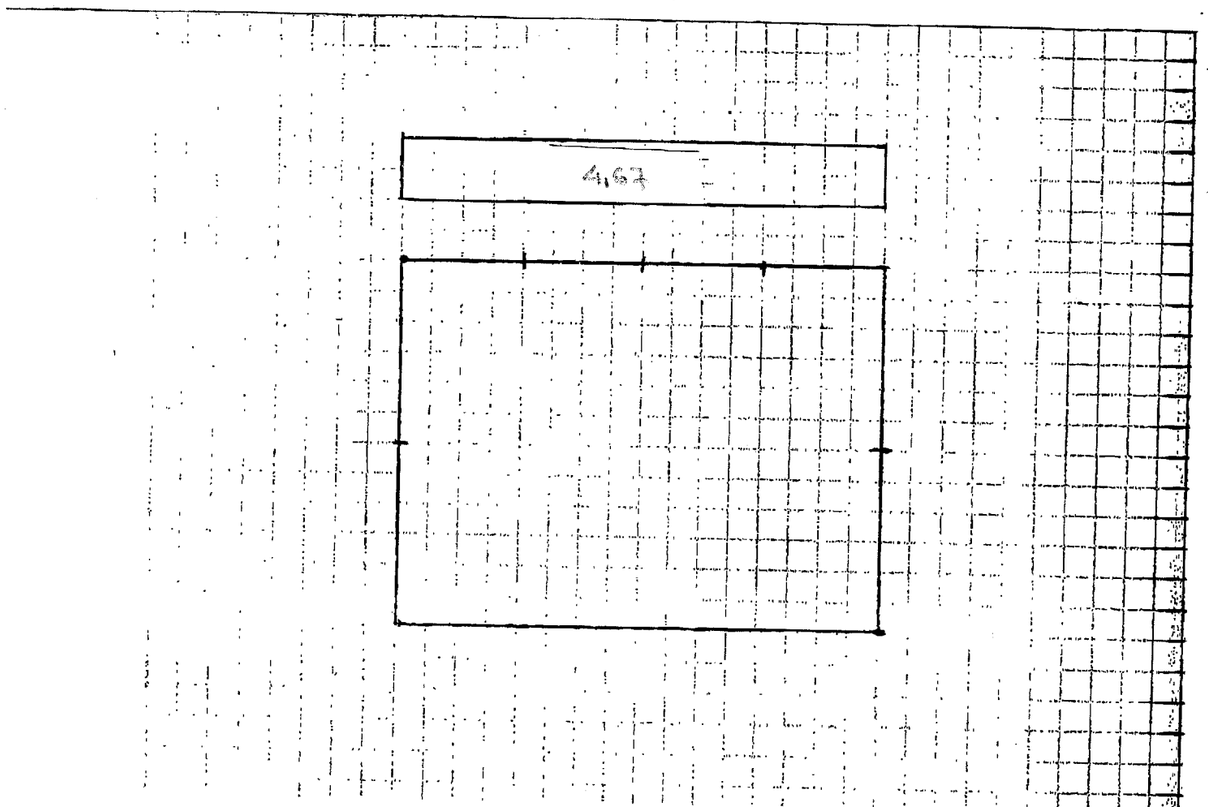
HIPOTESIS 5



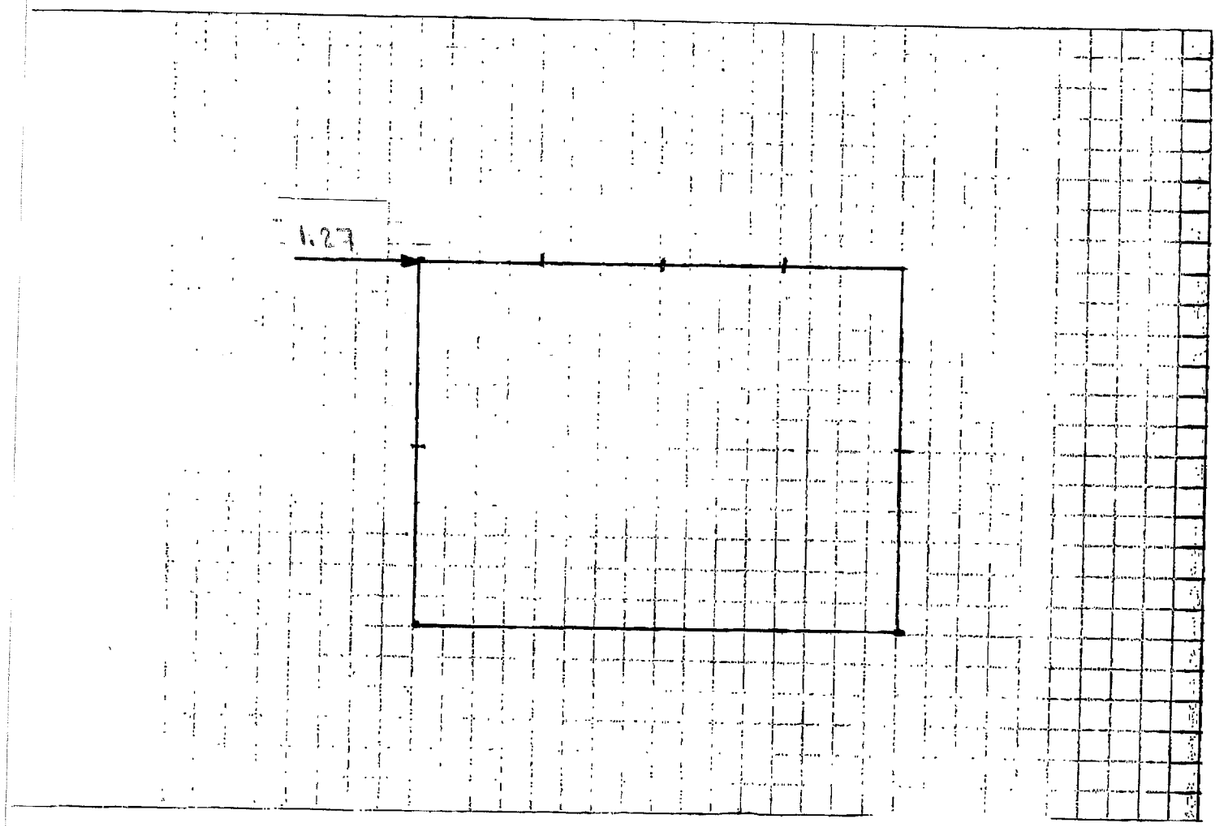
HIPOTESIS 6



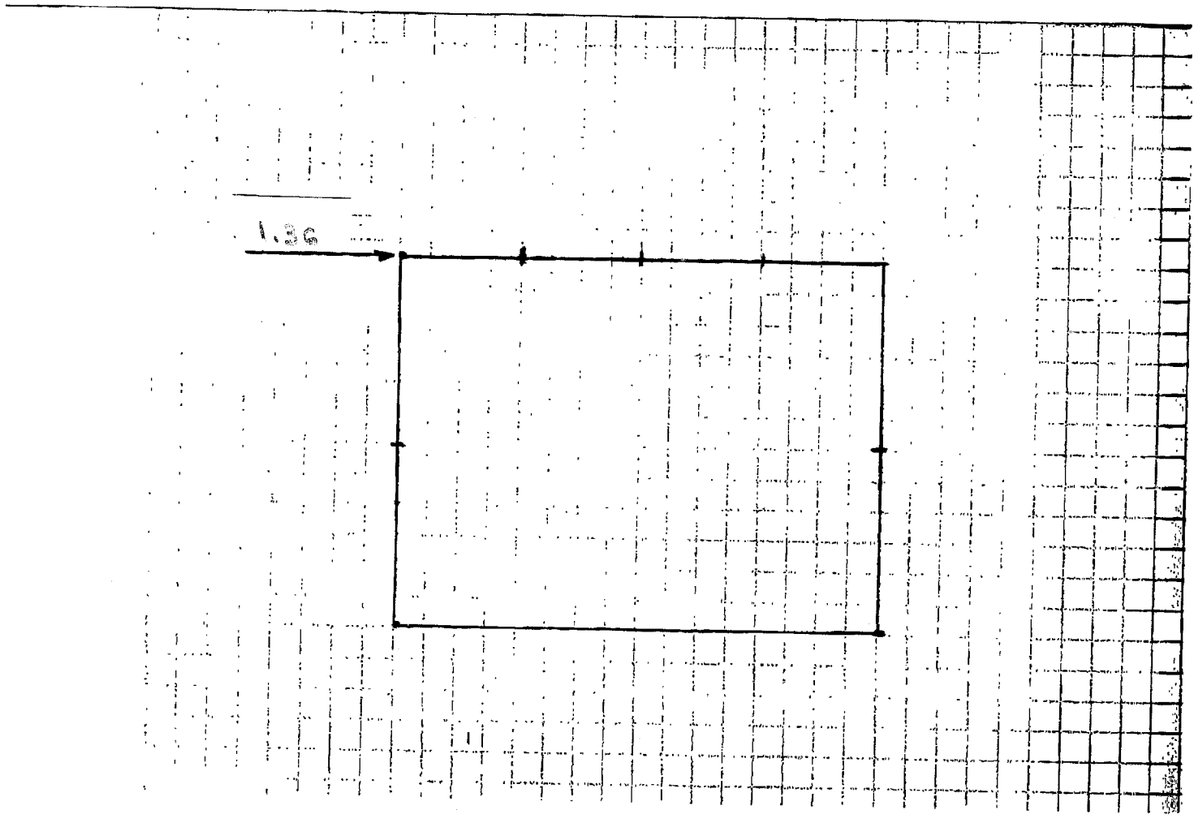
HIPOTESIS 7



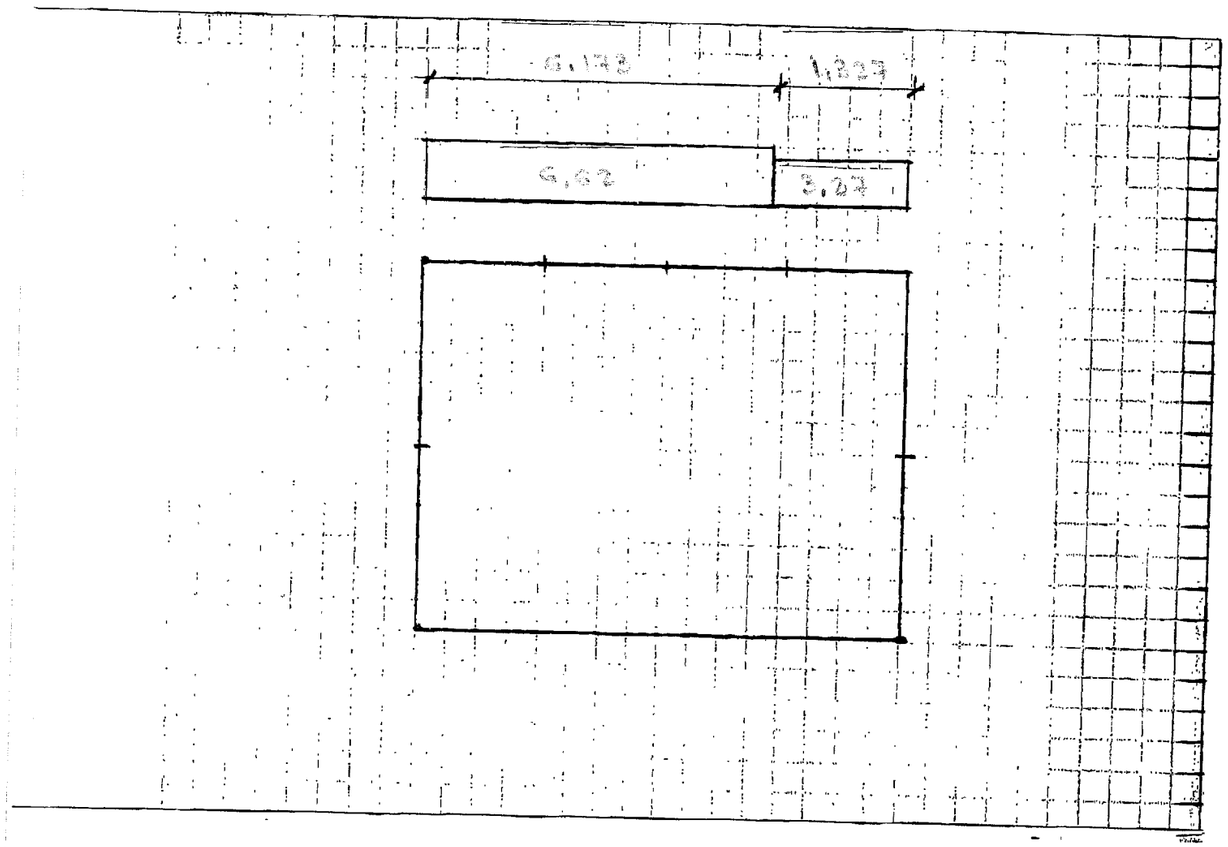
HIPOTESIS 8



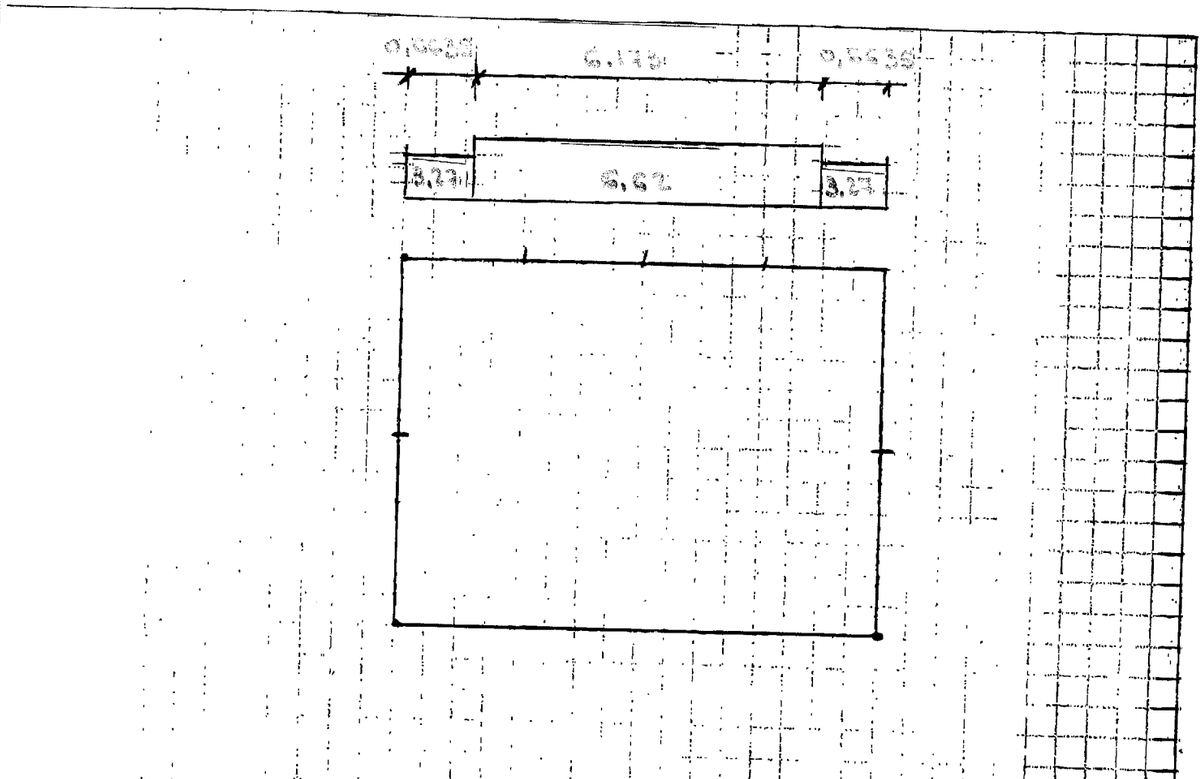
HIPOTESIS 9



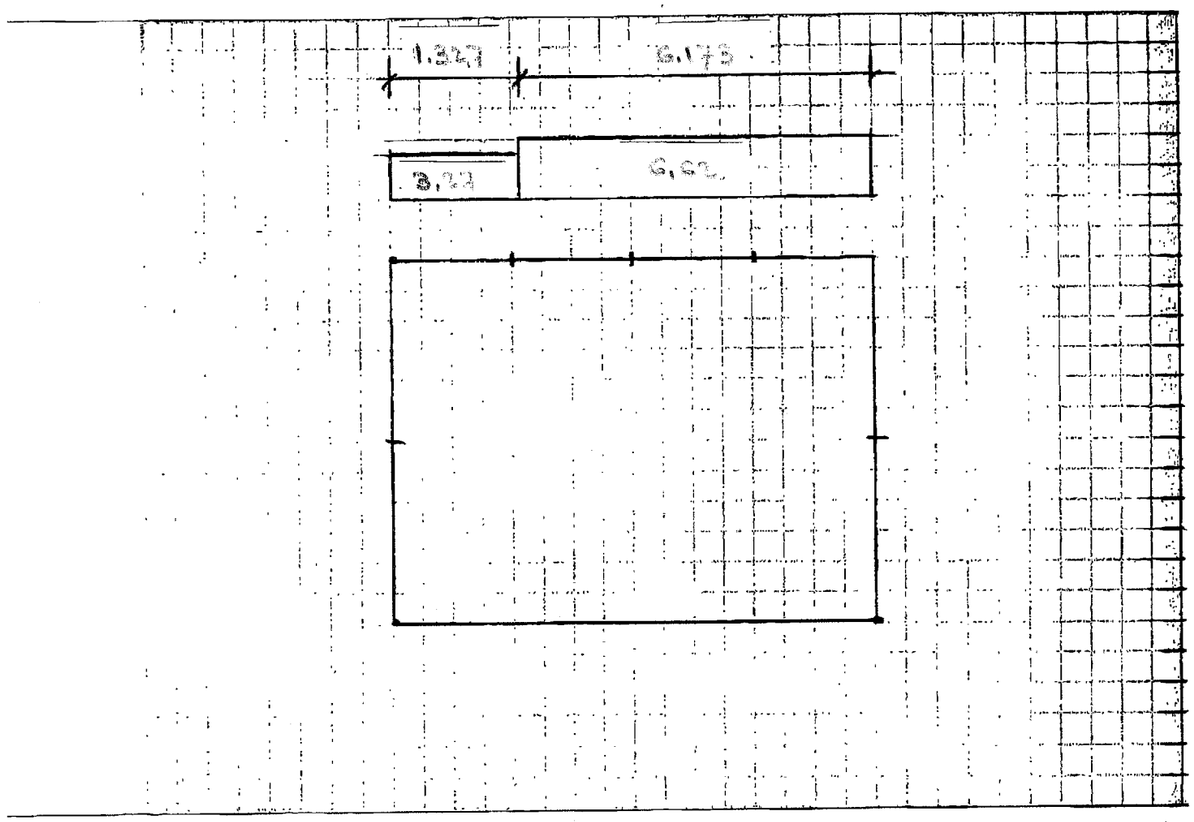
HIPOTESIS 10



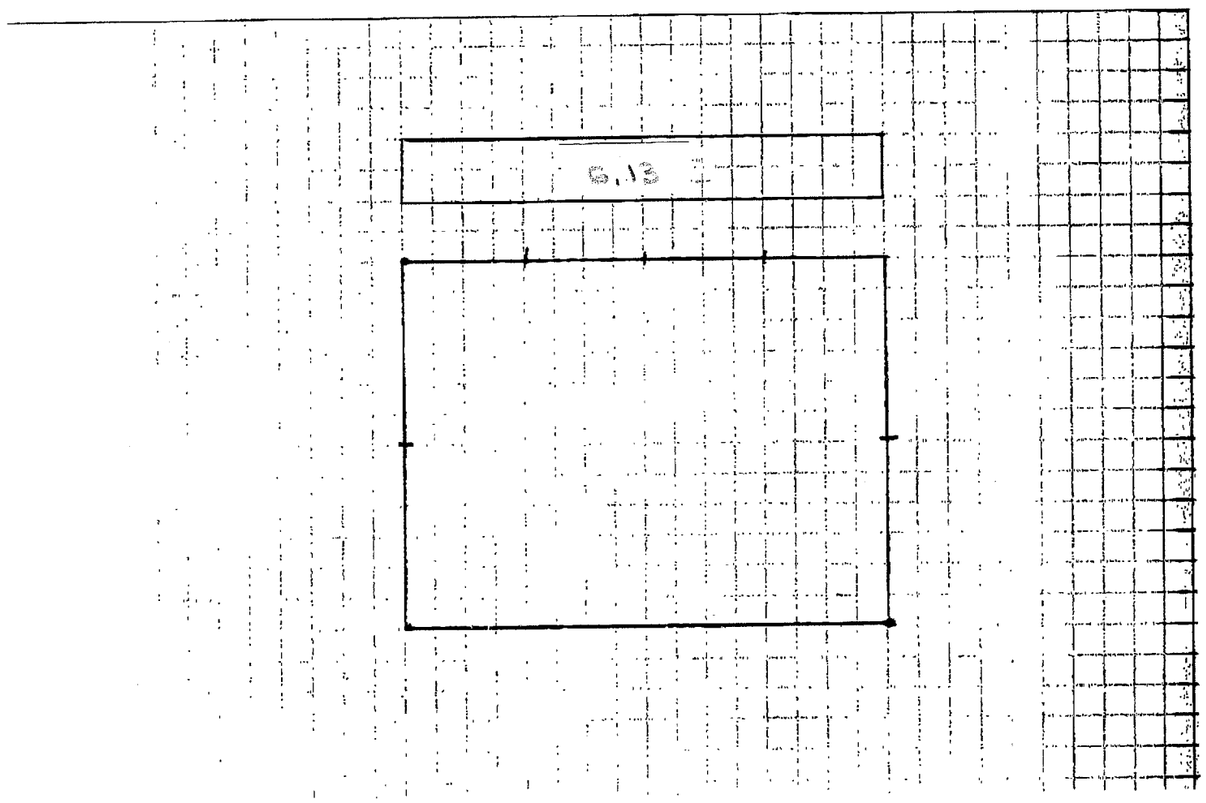
HIPOTESIS 11



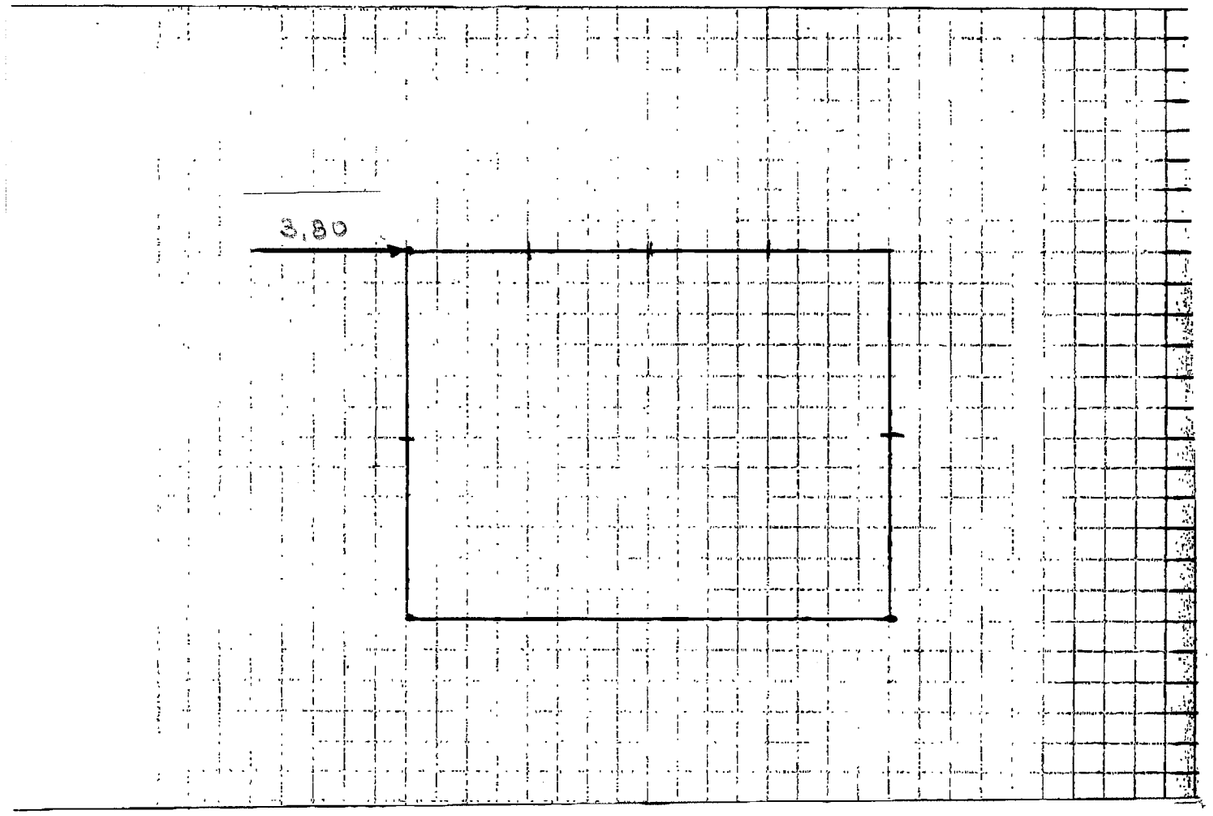
HIPOTESIS 12



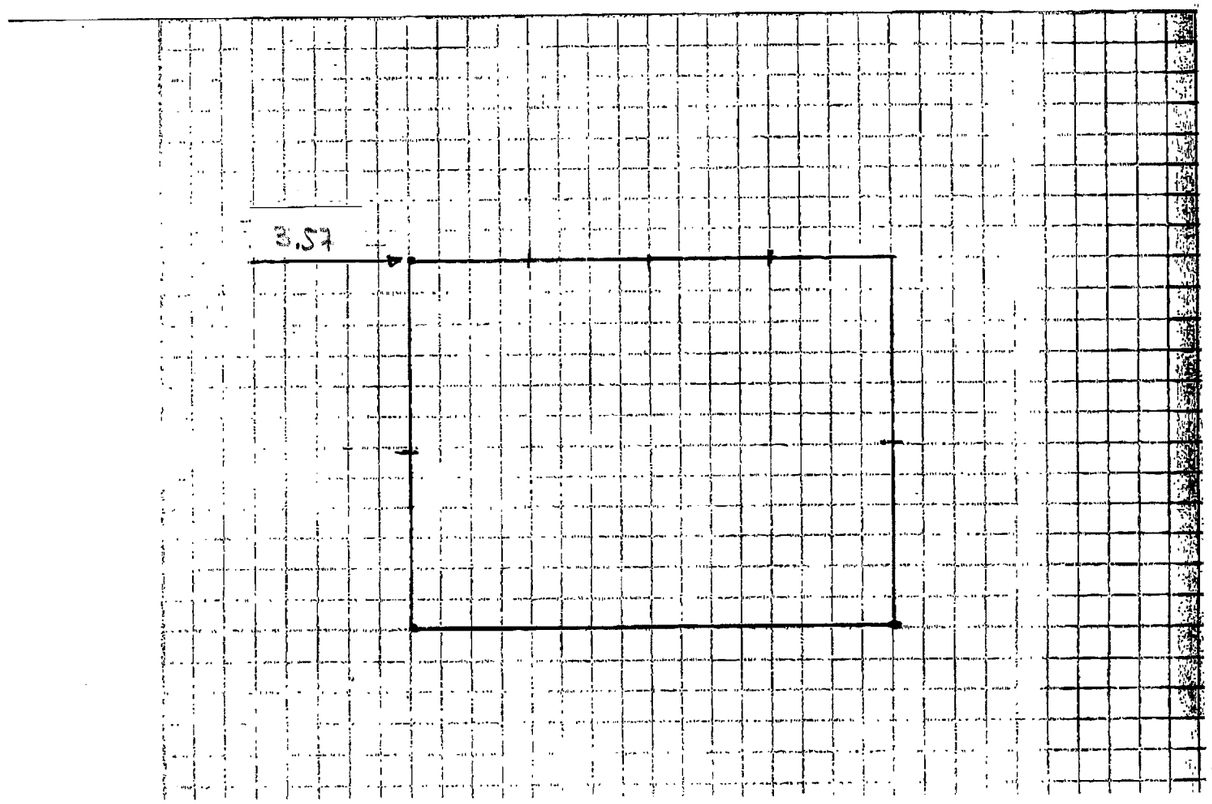
HIPOTESIS 13



HIPOTESIS 14



HIPOTESIS 15



NOTAS PRELIMINARES AL DIMENSIONAMIENTO.

Todos los momentos flectores obtenidos en el proceso de cálculo están referidos al centro de la sección, por lo que se han aumentado con el correspondiente al axíl para referirlo a la armadura de tracción.

Los momentos de empotramiento corresponden al centro de la sección, por lo que se han referido a la sección situada a: 0,25 - 0,15x0,50= 0,175 m. del eje considerado.

Los esfuerzos cortantes máximos corresponden igualmente al centro de la sección, por lo que se han referido a la sección situada a: 0,25 + 0,46= 0,71 m.

En todo caso éstos esfuerzos cortantes son resultado de la aplicación del coeficiente de impacto a las cargas móviles, que si bien en la Instrucción Española es igual para los momentos flectores que para los cortantes, en las fichas de la UIC es diferente, pasando de 1,2983 a 1,1895 para la estructura que nos ocupa. Por ello estaremos del lado de la seguridad comprobando la validéz de los resultados del ordenador.

ASUNTO							FECHA	REF.	HOJA 1-
DIMENSIONAMIENTO A FLEXION Y CORTANTE.									
A partir de los esfuerzos más desfavorables obtenidos, se dimensionan las armaduras necesarias en cada sección, tanto ante la solicitación de la combinación CH-9, como el cumplimiento del estado límite de fisuración y las tensiones que se transmiten al terreno de cimentación.									
1.- ESFUERZOS MÁXIMOS.									
a/ Hastiales.	Inferior.				Barra 1	- Nudo 1	- C.16		
	Md = 62,387 t/m		Vd = 37,871 t/m		Md = 94,266	mt/m			⊖
	Inferior.				Barra 8	- Nudo 9	- C.13		
	Nd = 66,921 t/m		Vd = 21,455 t/m		Md = 84,411	mt/m			⊖
	Cumbo.				Barra 1	- Nudo 2 - C.3			
	Nd = 26,257 t/m		Vd: —		Md = 23,948	mt/m			⊕
b/ Losa Superior.	Cara Superior.				Barra 6	- Nudo 9 - C.18			
	Nd = 24,920 t/m		Vd = 55,152 t/m		Md = 70,155	mt/m			⊖
	Cara Inferior				Barra 4	- Nudo 5 - C.5			
	Nd = 12,766 t/m		Vd: —		Md = 71,181	mt/m			⊕
c/ Losa Inferior.	Cara Inferior				Barra 9	- Nudo 1 - C.16			
	Nd = 24,821 t/m		Vd = 43,485 t/m		Md = 74,993	mt/m			⊖
	Cara Superior				Barra 13	- Nudo 14 - C.11			
	Nd = 21,238 t/m		Vd: —		Md = 72,056	mt/m			⊕

SG-29

ASUNTO	FECHA	REF.	HOJA 2-
2.- ARMADURAS.			
a/ Hastiales.			
Armadura Exterior Inferior. $U_R = 1,00 \times 0,46 \times 0,9 \times 2500 / 1,5 = 690$ t/m			
$\mu = 94,266 / 0,46 \times 690 = 0,297$			
$\nu = 62,387 / 690 = 0,091$			
$w = 0,297 (1 + 0,297) - 0,091 = 0,294$			
$U_R = 0,294 \times 690 = 203$ t/m			
Disponemos 10 Ø25 mm/m (217,70 t/m), y Reparto Ø16 a 20 cm (44,38 t/m)			
Armadura Exterior Superior. $U_R = 690$ t/m			
$\mu = 0,266$, $\nu = 0,097$, $w = 0,240$			
$U_R = 0,240 \times 690 = 165$ t/m.			
Disponemos 10 Ø25 mm/m (217,70 t/m), y Reparto Ø16 a 20 cm (44,38 t/m)			
Armadura Interior. $U_R = 690$ t/m			
$\mu = 0,075$, $\nu = 0,038$, $w = 0,043$, $U_R = 29$ t/m			
$U_{R\,min.\,Vertical} = 0,9 \times 100 \times 50 \times 5,1 / 1,15 \times 1000 = 19,96$ t/m			
Disponemos Ø16 mm/m (44,38 t/m) y Reparto Ø12 a 20 cm (25,38 t/m)			
Comprobación a cortante.			
$V_{RU} = 1,00 \times 0,46 \times 0,50 \times 10 \times \sqrt{250 \times 0,9} / 1,5 = 28,17$ t/m			
$V_R = 37,871 - 28,17 = 9,70$ t/m			
cercos mínimos: $\Phi 6$, $f_{cd} = 33,33$ t/m			
Disponemos cercos de Ø10 a 20 cm, cada 20 cm.			
$0,9 \times 0,46 / 0,20 \times 5 \times 0,79 \times 4,2 = 34,34$ t/m $> 33,33$ t/m			
b/ Losa Superior.			
Armadura Exterior. $U_R = 1,00 \times 0,46 \times 2500 / 1,5 = 767$ t/m			
$\mu = 0,199$, $\nu = 0,032$, $w = 0,207$			

Vs = 0,207 × 767 = 158 t/m.

Dispondremos 1ø ø25 cada uno (217,70 t/u) y Reparto ø16 a 20 cm (44,58 t/m)

Armadura Interior. Vc = 767 t/m

μ = 0,202 " v = 0,017 " w = 0,226

Vu = 0,226 × 767 = 173 t/m.

Dispondremos 1ø ø25 cada uno (217,70 t/u) y Reparto ø16 a 20 cm (44,58 t/m)

Comprobación a cortante

$V_{cu} = 1,00 \times 0,46 \times 0,5 \times 10 \times \sqrt{250/1,5} = 29,69$ t/m

Vs = 58,152 - 29,69 = 28,46 t/m

cercos mínimos. $0,02 \times 6 \times f_{cd} = 33,33$ t/m

Dispondremos cercos ø ø16 a 20 cm, cada 20 cm.

0,9 × 0,46 / 0,20 × 5 × 0,39 × 4,2 = 34,84 t/m > 33,33 t/m

c/ Losa Inferior.

Armadura Inferior Vc = 767 t/m

μ = 0,213 " v = 0,032 " w = 0,226

Vu = 0,226 × 767 = 174 t/m.

Dispondremos 1ø ø25 cada (217,70 t/u) y Reparto ø16 a 20 cm (44,58 t/m)

Armadura Superior Vc = 767 t/m

μ = 0,204 " v = 0,028 " w = 0,218

Vu = 0,218 × 767 = 167 t/m.

Dispondremos 1ø ø25 cada (767,70 t/m) y Reparto ø16 a 20 cm (44,58 t/m)

Comprobación a cortante

$V_{cu} = 1,00 \times 0,46 \times 0,5 \times 10 \times \sqrt{250/1,5} = 29,69$ t/m

Vs = 43,485 - 29,69 = 13,80 t/m

cercos mínimos. $0,02 \times 6 \times f_{cd} = 33,33$ t/m

Dispondremos cercos ø ø16 a 20 cm, cada 20 cm.

0,9 × 0,46 / 0,20 × 5 × 0,39 × 4,2 = 34,84 t/m > 33,33 t/m

LAS ARMADURAS EN LAS LOSAS SE DISPONDRÁN PARALELAS A SUS LADOS DE MODO QUE NO FORMEN ENTRE SÍ ÁNGULOS AGUDOS.

TENSIONES.

Las tensiones máximas que se transmiten al terreno son:

Exc máximo. Nudo 7 - Barra 29 - Combinación 14

Na = 14,6 t/m.

$\sigma = 14,6 \times 2 / 1,6 \times 0,78 = 24,33$ t/m²

La carga permanente supone: 3,74 / 3,74 + 6,13 = 0,3789 del total.

Luego: 24,33 (1 - 0,3789) / 1,2983 + 24,33 × 0,3789 = 20,86 t/m²

Peso propio de la losa inferior. 0,5 × 2,5 = 1,25 t/m²

Tensión máxima. σ = 20,86 + 1,25 = 22,11 t/m²

Tensión admisible del terreno. σ = 22,11 / 1,30 = 17,01 t/m²

Según el Informe Geotécnico, la tensión admisible del terreno es de 2,5 kp/cm², por lo que no cabe hablar posteriores, de acuerdo con la estimativa.

COMPROBACION DEL ESTADO LIMITE DE FISURACION.

La disposición de la obra, en cuanto a las condiciones medioambientales se refiere, da lugar a las siguientes reflexiones:

a- Su situación, referida a la zona de ubicación, enmarca a la estructura en un medio exterior normal (no agresivo).

b- El terreno circundante y el de asiento de la estructura, puede considerarse como agresivo a tenor de lo expresado en las condiciones generales del Informe Geotécnico y por lo tanto las aguas pueden resultar ligeramente acidas en su discurrir por el terreno natural.Ahora bien, los terraplenes proceden de prestamos diferentes en su composición al terreno natural y la obra de fábrica estará envuelta por las cuñas de transición, de calidad más estricta y que al ser más drenante, dificultará la posibilidad de que las aguas agresivas lleguen a los paramentos. Es decir:

Las caras de la obra en contacto solo con la atmosfera están claramente en Ambiente II.

Las caras del trasdos de los hastiales estarán en contacto con las cuñas de transición y la cara superior de la losa superior estará en contacto con el subbalasto con remotas posibilidades de que el agua de escorrentía llegue a ellas.

La losa inferior se apoya en el hormigón de limpieza, que actúa a modo de incremento del recubrimiento aumentando la protección de las armaduras inferiores. La cara superior de ésta losa está sometida al peso de las tierras y al firme del camino que pasa por la estructura, de modo que los esfuerzos se verán reducidos y por tanto la fisuración.

Por todo ello podemos tambien considerar a todas éstas caras como inmersas en un Ambiente II, con la condición de efectuar una protección de los paramentos mediante impermeabilización superficial de los mismos.

ASUNTO	FECHA	REF.	HOJA
			1

Comprobaremos la fisuración en los siguientes puntos pertenecientes al Subsistema II

Hastiales. Armadura Exterior Superior.

$\phi = 25$ mm $\quad c = 40$ mm $\quad \rho = 10 \cdot 4{,}91 / 100 \cdot 80 = 0{,}00982$

Tensión de servicio máx. $\sigma_s = 0{,}80 \cdot \frac{5.100}{1{,}6 \times 1{,}15} \times \frac{203}{217{,}17} = 2.068$ kp/cm²

Tensión de trabajo máx. $\sigma_s = (100 \cdot 0{,}00982 \cdot n) \sqrt{10/25} \cdot 1000 = 2.507$ kp/cm² > 85.

Losa Superior. Cara Interior.

$\phi = 25$ mm $\quad c = 40$ mm $\quad \rho = 10 \cdot 4{,}91 / 100 \cdot 80 = 0{,}00982$

Tensión de servicio máx. $\sigma_s = 0{,}80 \cdot \frac{5.100}{1{,}6 \times 1{,}15} \times \frac{173}{217{,}17} = 1.762$ kp/cm²

Tensión de trabajo máx. $\sigma_s = (100 \cdot 0{,}00982 \cdot n) \sqrt{10/25} \cdot 1000 = 2.507$ kp/cm² > 85.

Losa Superior. Cara Superior.

$\phi = 25$ mm. $\quad c = 40$ mm. $\quad \rho = 10 \cdot 4{,}91 / 100 \cdot 80 = 0{,}00982$

Tensión de servicio máx. $\sigma_s = 0{,}80 \cdot \frac{5.100}{1{,}6 \times 1{,}15} \times \frac{174}{217{,}17} = 1.772$ kp/cm²

Tensión de trabajo máx. $\sigma_s = (100 \cdot 0{,}00982 \cdot n) \sqrt{10/25} \cdot 1000 = 2.507$ kp/cm² > 85.

De todas las secciones, la que tiene mayor tensión de servicio con posibilidades de encontrarse en Ambiente II, es la Cara Inferior del Hastial.

La abertura característica en la fisura máxima.

$Wk = 0{,}13 \times 40 / 25 = 0{,}13$ mm.

$\sigma_s = 2.068$ kp/cm²

$W_m = 1{,}7 \cdot \varepsilon_{sm} \cdot \Delta_{sm}$ $\quad \Delta_{sm} = 0{,}18$ mm

$\Delta_{sm} = 2 \cdot 40 + 0{,}2 \cdot 100 + 0{,}4 \cdot 0{,}125 \frac{25 \cdot 100 \cdot 125}{4{,}91 \times 10^4} = 181{,}82$ mm

$\varepsilon_{sm} = \frac{2.068}{2{,}1 \times 10^6} \left[1 - \frac{0{,}5}{2{,}8 \times 0{,}4} \left(\frac{55}{2.068}\right)^2\right] = 0{,}000950 > 0{,}000351$

$Wk = 1{,}7 \times 181{,}82 \cdot 0{,}000950 = 0{,}213$ mm.

SG-26

ASUNTO: PISO INFERIOR Nº 2 | FECHA | REF. | HOJA 1-2

ALETAS.

Las aletas llevan empotrado el muro, con tendencia de altura comprendida entre 5,47 y 1,50 m. de modo que la altura a considerar en el cálculo es de: $(5,70-1,50)\frac{1}{2}+1,50=4,97$ m. más 0,50 m. del canto de la zapata, lo que hace una altura total de 5,47 m.

El ancho de la zapata también es variable, siendo el total de 2,00 a 0,50 m. de modo que el ancho a calcular compatible con la altura calculada anteriormente es de: $(2,00-0,50)\frac{1}{2}+0,50=2,17$ m. más los 0,50 m. de dedo del talón, más los 0,30 m. de la puntera, que hacen un ancho total de 3,17 m.

La altura más desfavorable forma con la horizontal un ángulo de: $90-11,82+20=38,18°$, luego el ángulo entre la horizontal con el que el talud resiste es de: $38,18° \times \operatorname{arc.tg} 1/3,5 = 11,269°$ y como recomendación $\varphi=30°$ y el coeficiente de empuje activo horizontal es de 0,3751.

Comprobamos las aletas así calculadas:

Empuje: $\frac{1}{2} \cdot 1,9 \cdot 5,47^2 \cdot 0,3751 = 10,66$ t/m

Mto. en arranque: $10,66 \times 5,47/3 = 19,44$ mt/m

Peso: $= 34,53$ t/m

Mto. estabilizador: $= 61,34$ mt/m

Coeficiente de estabilidad al vuelco: $c_v = 61,34/19,44 = 3,16$

Coeficiente estabilidad deslizamiento: $c_d = 34,53 \times 0,5/10,66 = 1,62$

Tensiones: $e_b = 1,213$ m. $\quad e_a = 0,872$ m.

$$\sigma = \frac{34,33}{3,17}\left(1 \pm \frac{6 \times 0,372}{3,17}\right) = \begin{cases} 18,56 \text{ t/m}^2 \\ 5,22 \text{ t/m}^2 \end{cases} \qquad \sigma_{adm} = 18,56/1,30 = 14,28 \text{ t/m}^2$$

ASUNTO | FECHA | REF. | HOJA 2-2

Adoptando H-200, ARM-500 y cuadruplicando las ARMADURAS para el Madrid.

$H = \frac{1}{2} \cdot 1,9 \cdot 4,97^2 \cdot 0,3751 \times 4,97/3 = 14,58$ mt/m $\quad W_a = 14,58 \times 1,6 = 23,33$ m³/m

$W_c = 1,00 \times 0,46 \times 0,9 \times 1000/1,5 = 552$ t/m $\quad W_p = 54$ t/m

a - Arranque sobre la cara de las tierras.

En vertical $\quad 10\,\phi\,12$ por m $\quad = 50,16$ t/m

En horizontal $\quad \phi\,10$ a 20 cm. $\quad = 12,42$ t/m

b - Arranque sobre la cara Este.

En vertical $\quad 5\,\phi\,10$ por m $\quad = 12,42$ t/m

En horizontal. $\quad \phi\,10$ a 20 cm. $\quad = 12,42$ t/m

b - Zapata. Punta.

$M_p = 18,56 \times (0,50+0,15+0,50)\frac{1}{2} = 9,07$ mt/m $\quad M_c = 3,07 \times 1,6 = 4,91$ mt/m

$W_c = 1,00 \times 0,46 \times 2000/1,5 = 613$ t/m $\quad W_p = 11$ t/m

Despreciando como armadura superior principal $5\,\phi\,10$ por m $= 12,42$ t/m

y como reparto $\phi\,10$ a 20 cm. $= 12,42$ t/m

c - Zapata. Talón.

$M = (4,97 \times 1,9 \times 0,5 - 2,5)(2,17 \times 0,15 \times 0,5)\frac{1}{2} + 1,177 \times (1,447 \times 0,15 \times 0,5) = 28,74$ mt/m

$M_c = 28,74 \times 1,6 = 45,98$ mt/m $\quad W_c = 1,00 \times 0,46 \times 2000/1,5 = 613$ t/m

$W_p = 0,92 \cdot \frac{45,98}{0,46}\left(1 + \frac{45,98}{0,46 \times 613}\right) = 118$ t/m.

Despreciando como armadura superior principal $5\,\phi\,25$ por m. $= 108,85$ t/m

y como reparto $\phi\,10$ a 20 cm. $= 12,42$ t/m.

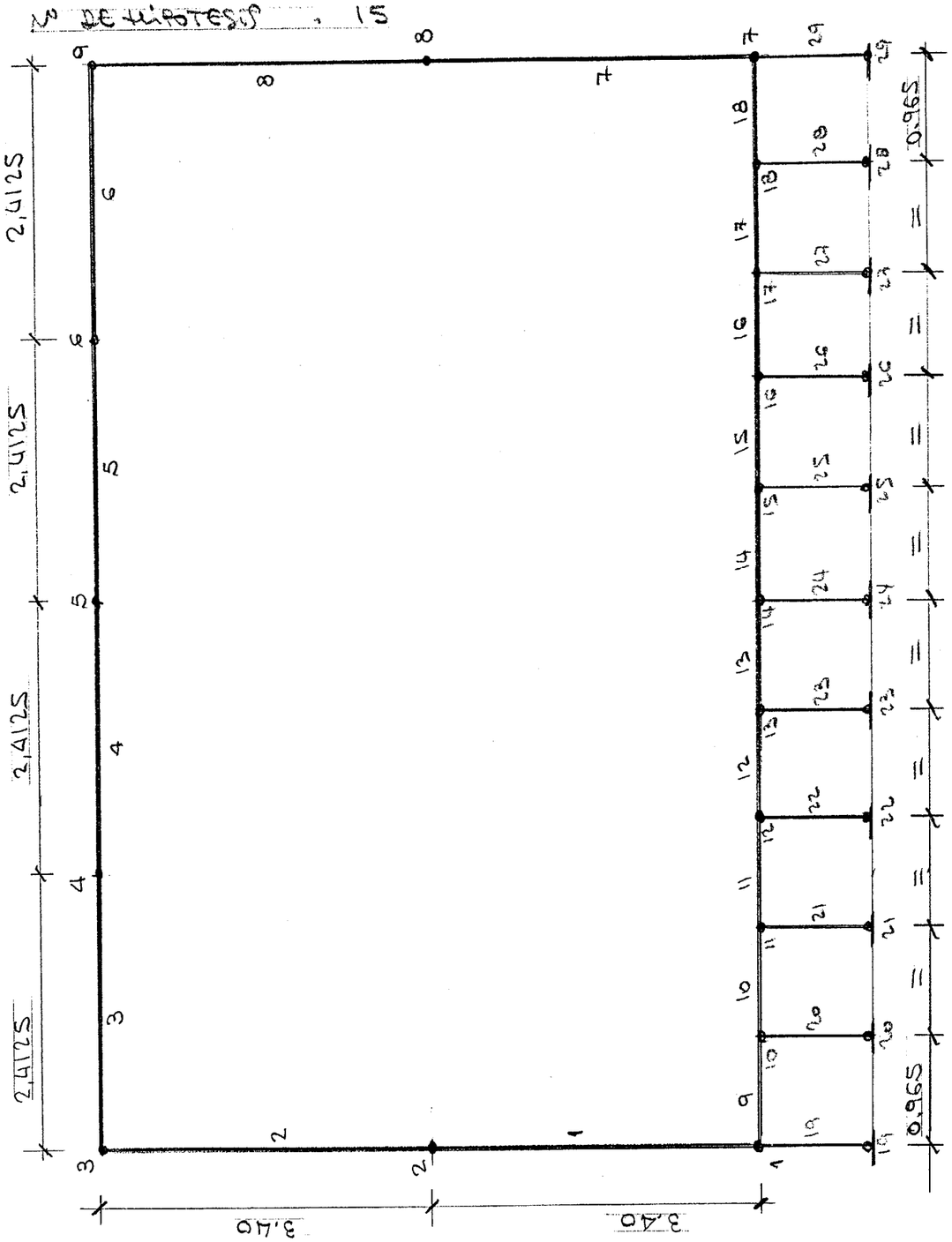
PASO INFERIOR Nº 3

Nº DE BARRAS . 29

Nº DE NUDOS . 29

ANCHO BANDA MATRIZ RIGIDEZ. 69

Nº DE HIPOTESIS . 15



ASUNTO						FECHA	REF.	HOJA 2-
DEFINICION DE BARRAS.								
Barras 19 a 29 (Ficticias).								
Módulo de Balasto				$m = 1.000\ t/m^3$				
Area de incidencia				$\Omega = 1,00 \times 0,965 / 2 = 0,4825\ m^2$				
Módulo Elasticidad H.				$E = 3.004.164\ t/m^2$				
$F = m \cdot \Omega = 1.000 \times 0,4825 = 482,5\ t.$								
$L = 1(m) \cdot \frac{1,00 \times 0,4825}{210} \cdot \frac{3.004.164}{482,50} = 14,31\ m$								
$\Delta x = 1,00 \times 0,4825 / 210$					$= 0,002298\ m^2$			
$I_z =$					$= 10^{-8}\ m^4$			
Barras 20 a 28 (Ficticias)								
$F = m \times \Omega = 1.000 \times 0,965 = 965\ t$								
$L = 1(m) \cdot \frac{1,00 \times 0,965}{210} \cdot \frac{3.004.164}{965} = 14,31\ m$								
$\Delta x = 1,00 \times 0,965 / 210$					$= 0,004595\ m^2$			
$I_z =$					$= 10^{-8}\ m^4$			
Resto del Barral.								
$\Delta x = \Delta y = 1,00 \times 0,65$					$= 0,65\ m^2$			
$I_z = \frac{1}{12} \times 1,00 \times 0,65^3$					$= 0,022885\ m^4$			

ANALISIS DE CARGAS.

Los datos de partida que nos permitirán formular un reparto de cargas uniforme, en sentido longitudinal y transversal, en función del efecto distribuidor del sistema: carril-traviesa-balasto-subbalasto y el propio nivel, son:

Separación entre ejes carriles (1,435+0,214)	1,509 m.
Altura carril de 60 kg/ml	0,172 m.
Ancho patín carril de 60 kg/ml	0,150 m.
Altura traviesa monobloque	0,222 m.
Ancho traviesa monobloque	0,300 m.
Espesor inferior de balasto bajo traviesa	0,300 m.
Espesor de Sub-balasto	0,619 m.
Distancia cota carril a losa superior	1,313 m.
Entrevía máxima	4,500 m.
Separación carriles exteriores tren Renfe	3,000 m.
Separación carriles exteriores tren UIC	4,300 m.

Mediante reparto longitudinal de cargas obtenemos, en el eje de la losa superior, unas longitudes de reparto de:

Renfe. $u_1 = 2(0,300/2 + 0,919/tg\,75° + 0,65/2) = 1,442$ m

$u_2 = 3,00 + 1,442 = 4,442$ m

UIC $u_1 = 2(0,300/2 + 0,919/tg\,75° + 0,65/2) = 1,442$ m

$u_2 = 4,30 + 1,442 = 6,242$ m

Mediante reparto transversal de cargas obtenemos, en el eje de la losa superior, una anchura de reparto de:

1 Vía. $u_1 = 1,509 + 2(0,150/2 + 0,222 + 0,919/tg\,75° + 0,65/2) = 3,245$ m

2 Vías. Dos anchos de 3,245 m. separados 4,50 m. entre sus centros.

No habrá superposición de efectos entre vías hasta que su separación sea igual o menor a 3,245 m. valor que compararemos con el trazado de la L. de A.V.

COEFICIENTE DE IMPACTO.

$\mu_{alla} = (0,65 \times 2,5 + 1,313 \times 17)/9,8 \times 1.000 = 898,582$ kg/m·m·ap^{-1}

Longitud = $9,65/\sin 127,54° = 12,17$ m

$I = \frac{1}{12} \times 1,00 \times 9,65^3 = 0,022885$ m^4

$E = 3,004 \times 10^9$ kg/m^2

V = 200 Km/h = 55,56 m/seg. Máxima velocidad I.E.

$R_c = 0,022885 / 9,65 = 0,00237155$

$R_L = 0,022885 / 6,80 = 0,00336544$ } C.R = 0,413837871

$C = 3,56 - 0,413837871 \times (3,56 - 1,57) = 2,73374$

$\frac{1}{T} = 2,73374 \sqrt{3,004 \times 10^9 \times 0,022885 / 898,582 \times 12,17^4} = 7,32414$ seg^{-1}

$\mu = 55,56 \times 0,12945985 / 2 \times 12,17 = 0,29551311$

$I = 65 \times 0,29551311 / 1 - 0,29551311 + 0,29551311^2 = 24,26$

$i = 1,2426$

Según la Ficha de la UIC, para vía ancha, fórmula

$\phi_2 = \frac{1,44}{\sqrt{L_\phi} - 0,2} + 0,82$. Donde. $L_\phi = \frac{2 \times H + B}{3} \times 1,3 = 10,075$ m (H = 6,80; B = 9,65)

$\phi_2 = 1,3042$

Reducción por espesor del relleno. $0,1 \times (1,31 - 1,00) = 0,0141$

$\phi_2 = 1,3042 - 0,0141 = 1,2901$

CARGAS VERTICALES.

a- Carga permanente en losa superior.

Peso propio. 0,65 × 2,5 = 1,625

Carga muerta. 1,313 × 1,7 = 2,232

TOTAL. 3,86 t/m²

b- Sobrecarga móvil de uso en losa superior.

Rampa. Tren Tipo B.

1- 3a × 1,2426 / 1,442 × sen 127,54° × 8,245 = 10,05 t/m² L' = 1,143 m

2- 6a × 1,2426 / 2,942 × sen 127,54° × 8,245 = 9,85 t/m² L' = 2,338 m

3- 9a × 1,2426 / 4,442 × sen 127,54° × 8,245 = 9,78 t/m² L' = 3,532 m

Rampa. Tren Tipo B.

1- 12 × 1,2426 / sen 127,54° × 8,245 = 9,80 t/m²

U.C.

1- 2,5 × 1,2901 / 1,442 × sen 127,54° × 8,245 = 8,69 t/m² L' = 1,143 m

2- 5a × 1,2901 / 2,942 × sen 127,54° × 8,245 = 8,24 t/m² L' = 2,411 m

3- 7,5 × 1,2901 / 4,642 × sen 127,54° × 8,245 = 8,10 t/m² L' = 3,691 m

4- 10a × 1,2901 / 6,242 × sen 127,54° × 8,245 = 8,03 t/m² L' = 4,949 m

5- B × 1,2901 / sen 127,54° × 8,245 = 6,91 t/m²

U.C. - SUR

1- 15 × 1,2901 / sen 127,54° × 8,245 = 7,52 t/m²

c- Carga permanente en barandilla.

Es debida a su peso propio y se actuada a una fuerza vertical hacia abajo en valor:

Nudo 1 = Nudo 2 = Nudo 3 = Nudo 8 = 3,40 × 0,65 × 2,5 = 5,525 t/m

CARGAS HORIZONTALES.

a- Frenada.

Rampa. Tren Tipo B.

F1 = 1/8 (90 + 0,3 × 90) sen 127,54° / 20,60 = 0,823 t/m

Rampa. Tren Tipo B.

F2 = 1/8 (12 + 0,3 × 12) × 19,80 / 20,60 = 1,425 t/m

U.C.

F1 = 0,25 (90 + 12) sen 127,54° / 20,60 = 1,925

F'1 = 0,25 (3 + 3) (19,80 - 8,80) / 20,60 = 1,242 } 3,167 t/m

U.C. - SUR

F2 = 0,25 (5 + 15) × 19,80 / 20,60 = 3,75 t/m

b- Carga permanente en barandilla

Empuje activo superior (1,313 + 0,325) × 1,7 × 0,25 = 0,919 t/m

Empuje activo inferior 0,919 + 6,80 × 1,9 × 0,25 = 5,183 t/m

Empuje reposo superior (1,313 + 0,325) × 1,7 × 0,5 = 1,892 t/m

Empuje reposo inferior 1,892 + 6,80 × 1,9 × 0,5 = 7,552 t/m

c- Carga móvil en barandilla

Empuje activo rectangular = 3,40 × 0,25 = 0,99 t/m

Empuje reposo rectangular = 3,40 × 0,5 = 1,80 t/m

HIPOTESIS DE CARGAS.

Las hipótesis de cargas consideradas, necesarias para su posterior combinación, se definen según el origen de la acción, de la normativa aplicada, el número de vias cargadas y la posición de la carga en el vano.

Hipótesis 01. Peso propio + Resto de carga permanente + Empuje activo.

Hipótesis 02. Peso propio + Resto de carga permanente + Empuje reposo.

Hipótesis 03. Empuje reposo de sobrecarga móvil.

Hipótesis 04. Sobrecarga tipo A de Renfe en un lateral.

Hipótesis 05. Sobrecarga tipo A de Renfe en el centro del vano.

Hipótesis 06. Sobrecarga tipo A de Renfe en el otro lateral.

Hipótesis 07. Sobrecarga tipo B de Renfe.

Hipótesis 08. Frenado tren tipo A de Renfe.

Hipótesis 09. Frenado tren tipo B de Renfe.

Hipótesis 10. Sobrecarga UIC en un lateral.

Hipótesis 11. Sobrecarga UIC en el centro del vano.

Hipótesis 12. Sobrecarga UIC en el otro lateral.

Hipótesis 13. Sobrecarga uniforme de la UIC.

Hipótesis 14. Frenado de sobrecarga puntual de la UIC.

Hipótesis 15. Frenado de sobrecarga uniforme de la UIC.

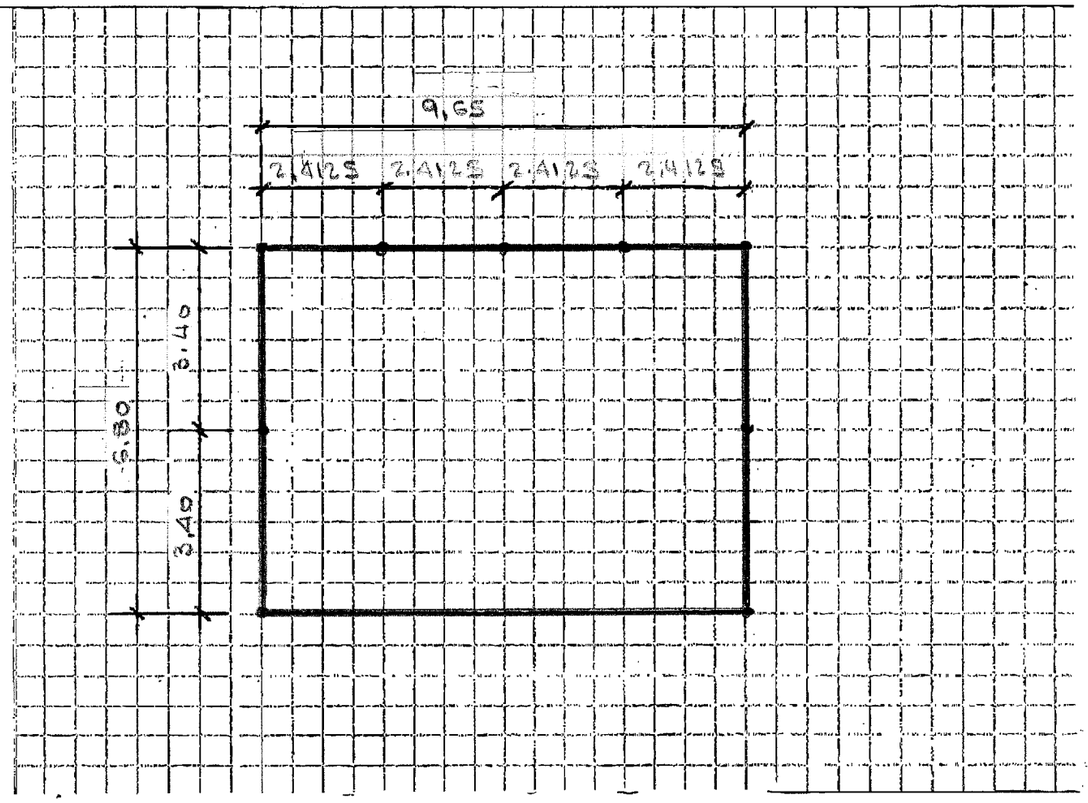
COMBINACION DE LAS HIPOTESIS DE CARGAS.

Para la aplicación del cálculo se combinan estas 15 hipótesis de carga de forma que se obtengan las situaciones más desfavorables en cada sección.

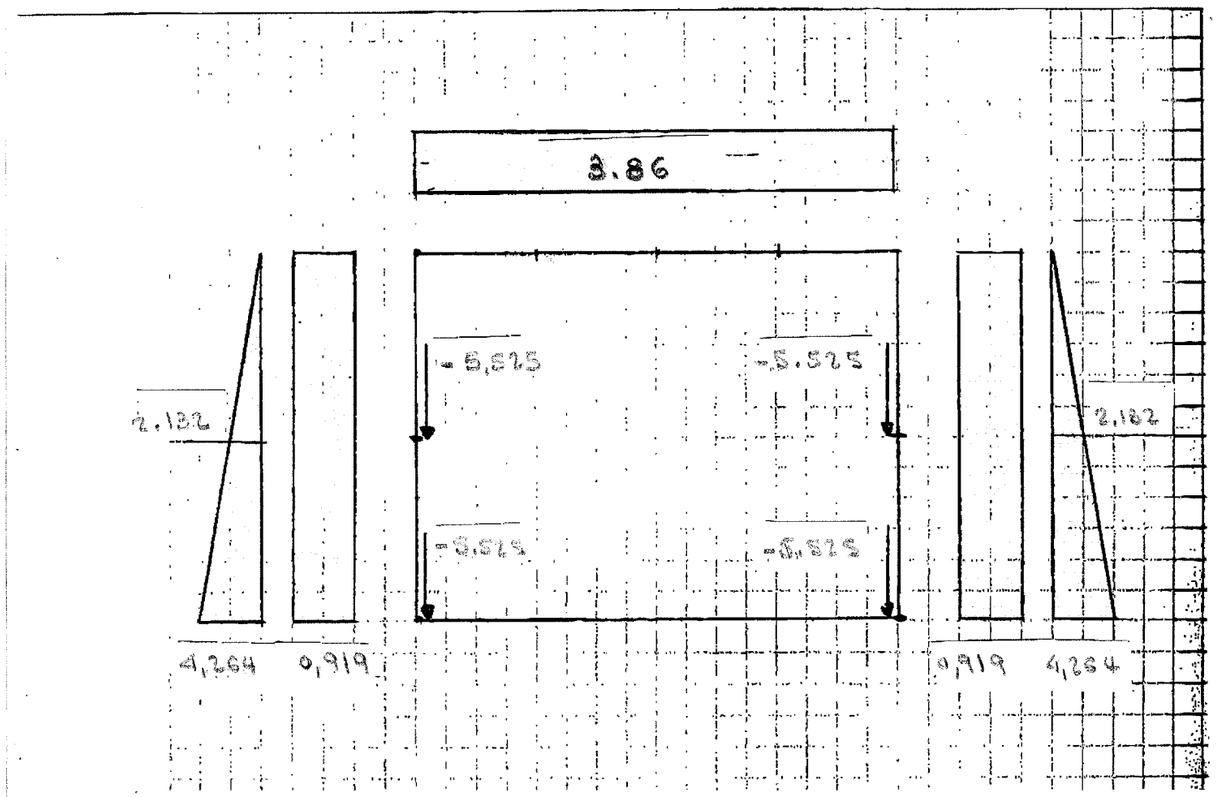
C-01	**H-01**	**E min. SC min.**
C-02	**H-02**	
C-03	**H-02 + H-03**	**E máx. SC min.**
C-04	**H-01 + H-04**	**E min. SC máx.**
C-05	**H-01 + H-05**	
C-06	**H-01 + H-06**	
C-07	**H-01 + H-07**	
C-08	**H-01 + H-10**	
C-09	**H-01 + H-11**	
C-10	**H-01 + H-12**	
C-11	**H-01 + H-13**	
C-12	**H-02 + H-03 + H-04 + H-08**	**E máx. SC máx.**
C-13	**H-02 + H-03 + H-05 + H-08**	
C-14	**H-02 + H-03 + H-06 + H-08**	
C-15	**H-02 + H-03 + H-07 + H-09**	
C-16	**H-02 + H-03 + H-10 + H-14**	
C-17	**H-02 + H-03 + H-11 + H-14**	
C-18	**H-02 + H-03 + H-12 + H-14**	
C-19	**H-02 + H-03 + H-13 + H-15**	

El cáculo se realiza con la implantación de los datos presentados anteriormente y los esfuerzos se obtienen con la aplicación del programa de Stress en estructura plana.

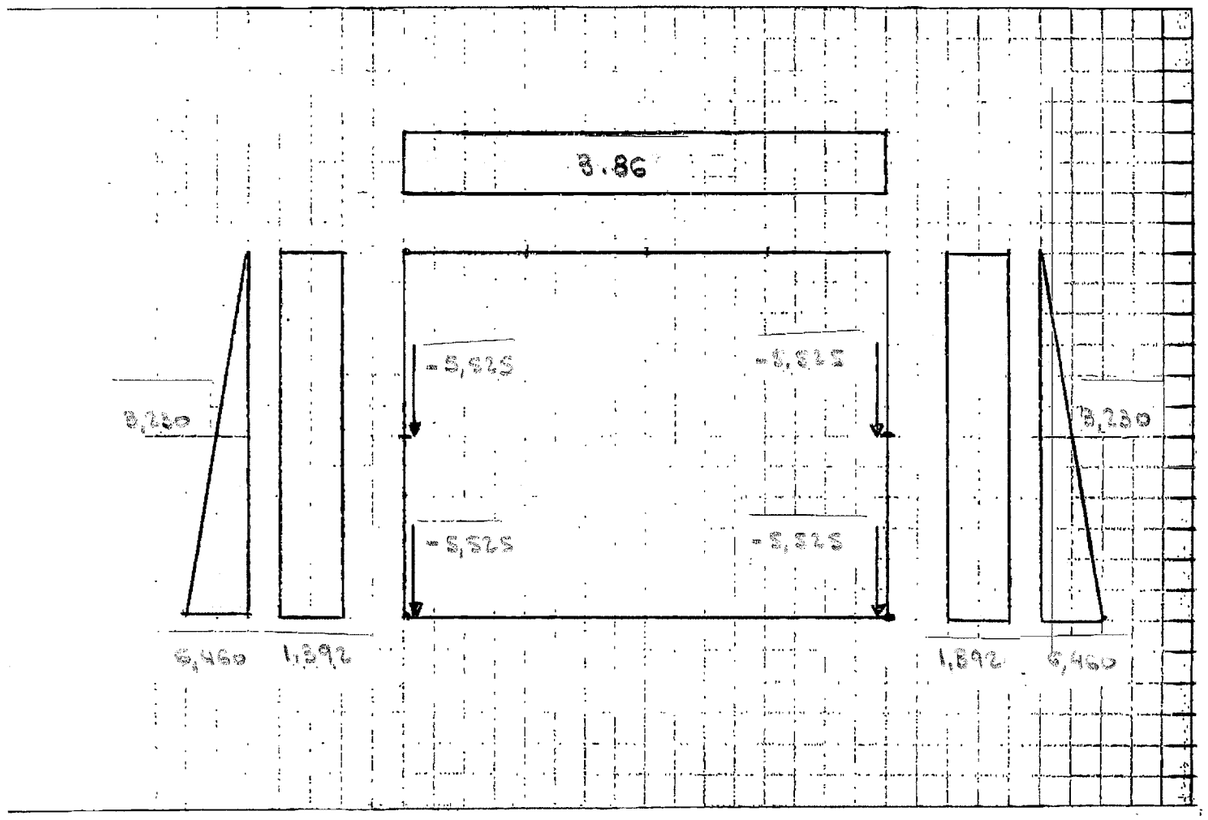
DEFINICION GEOMETRICA



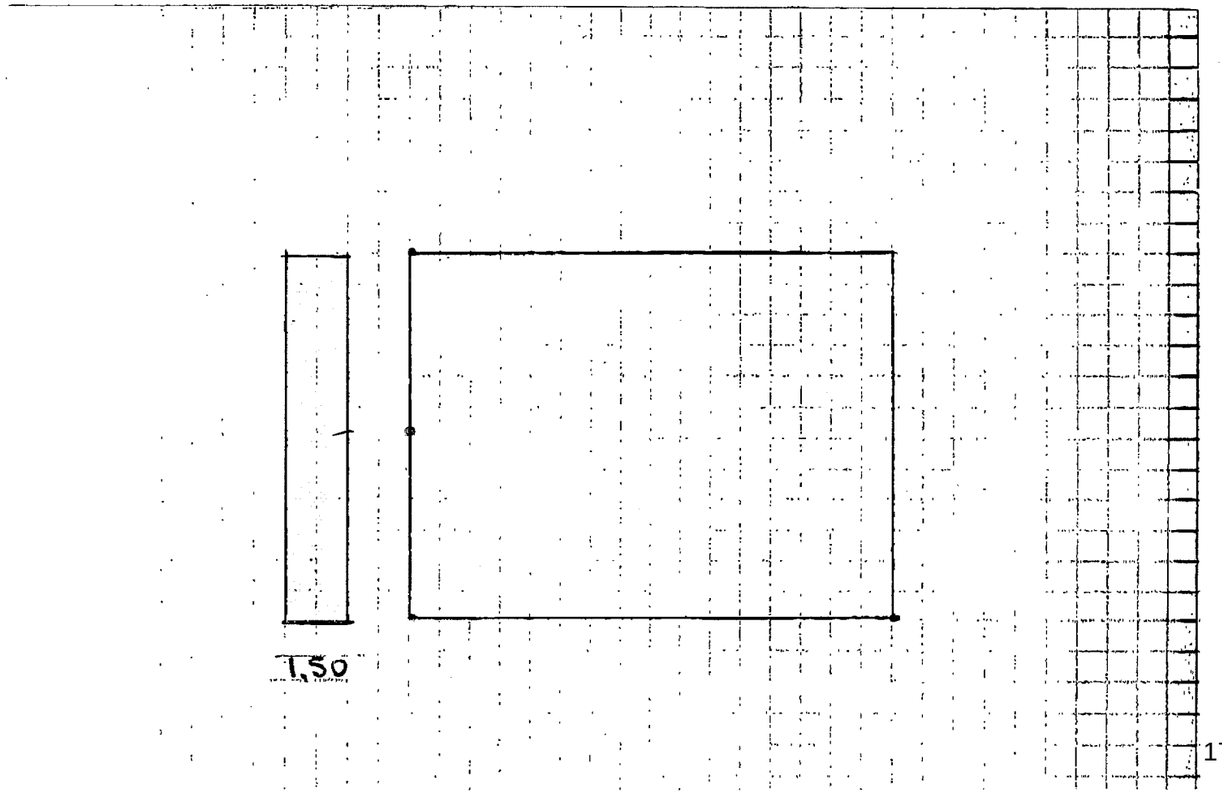
HIPOTESIS 1



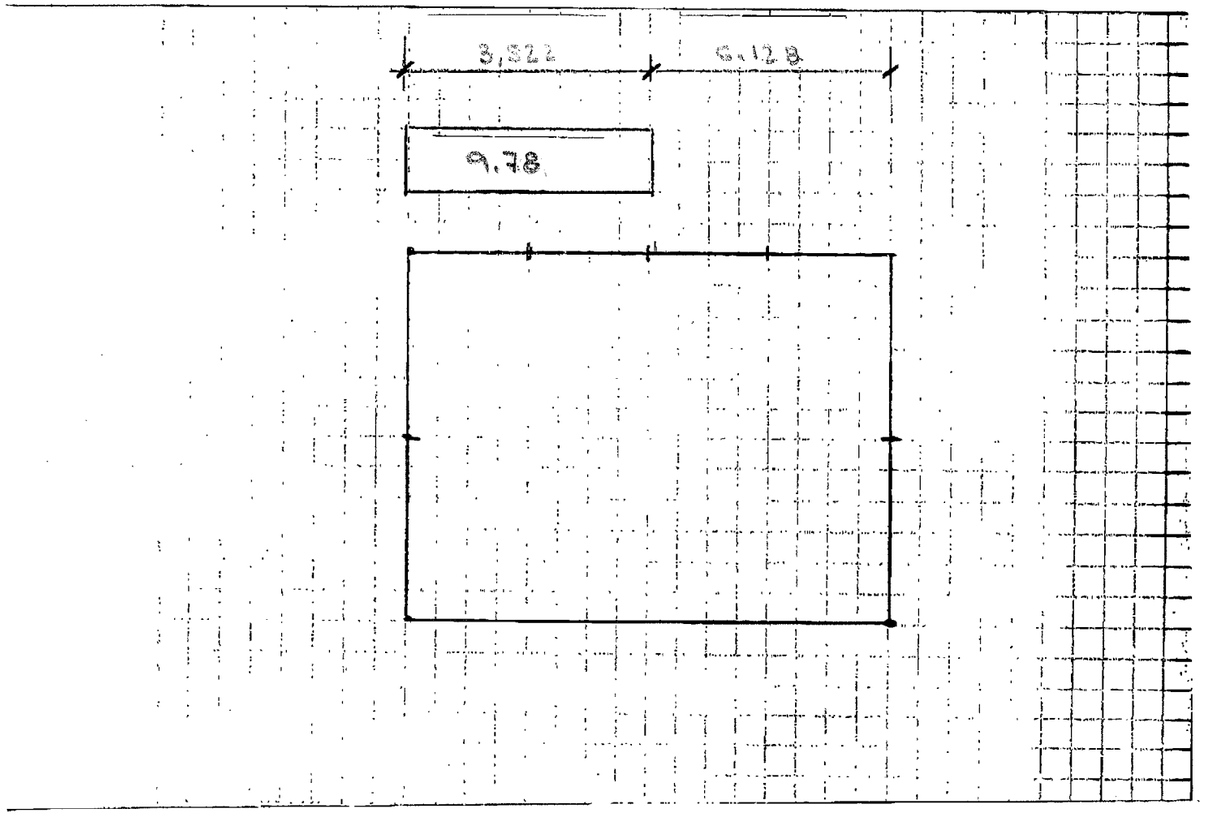
HIPOTESIS 2



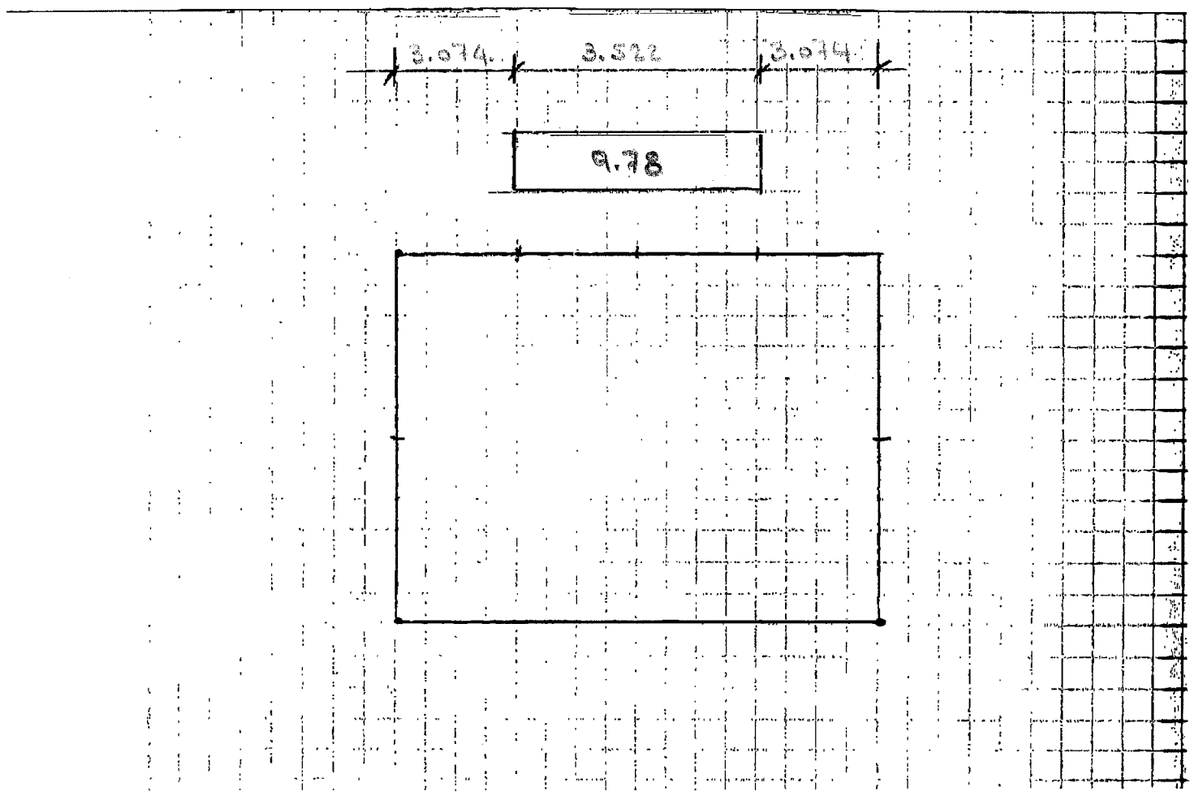
HIPOTESIS 3



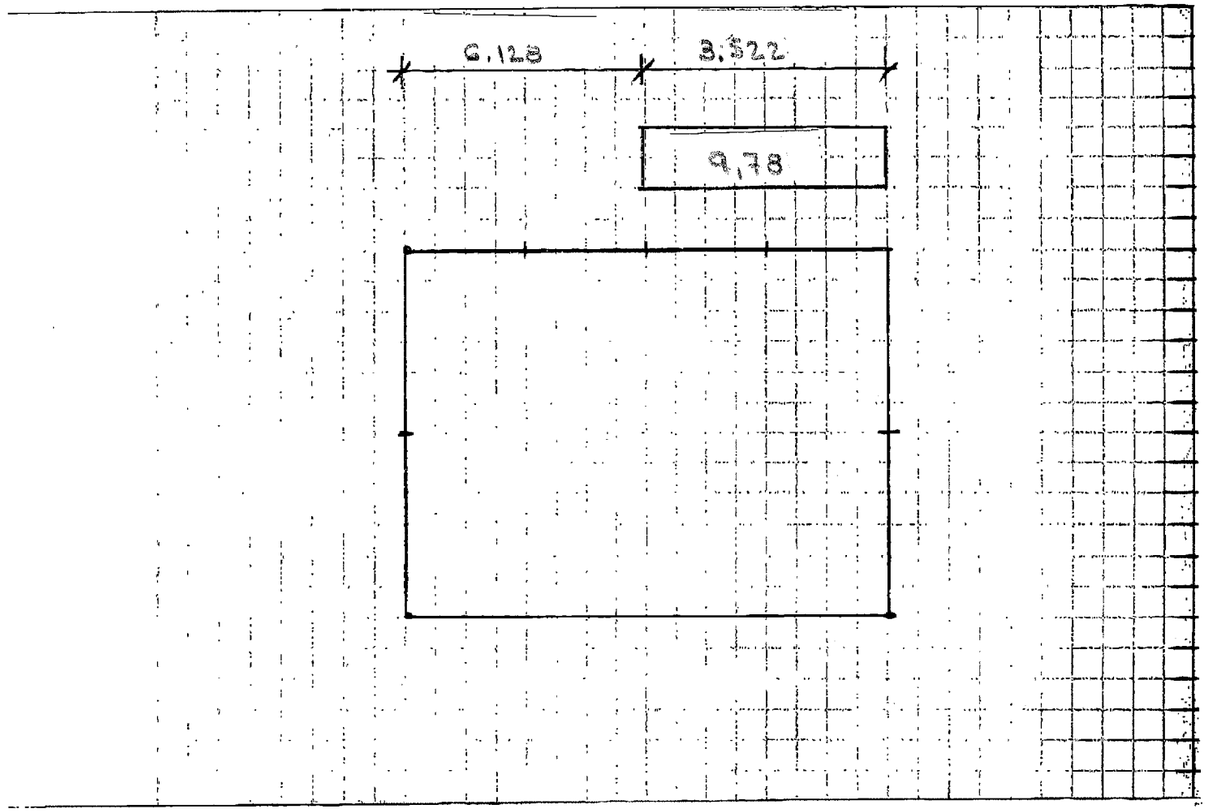
HIPOTESIS 4



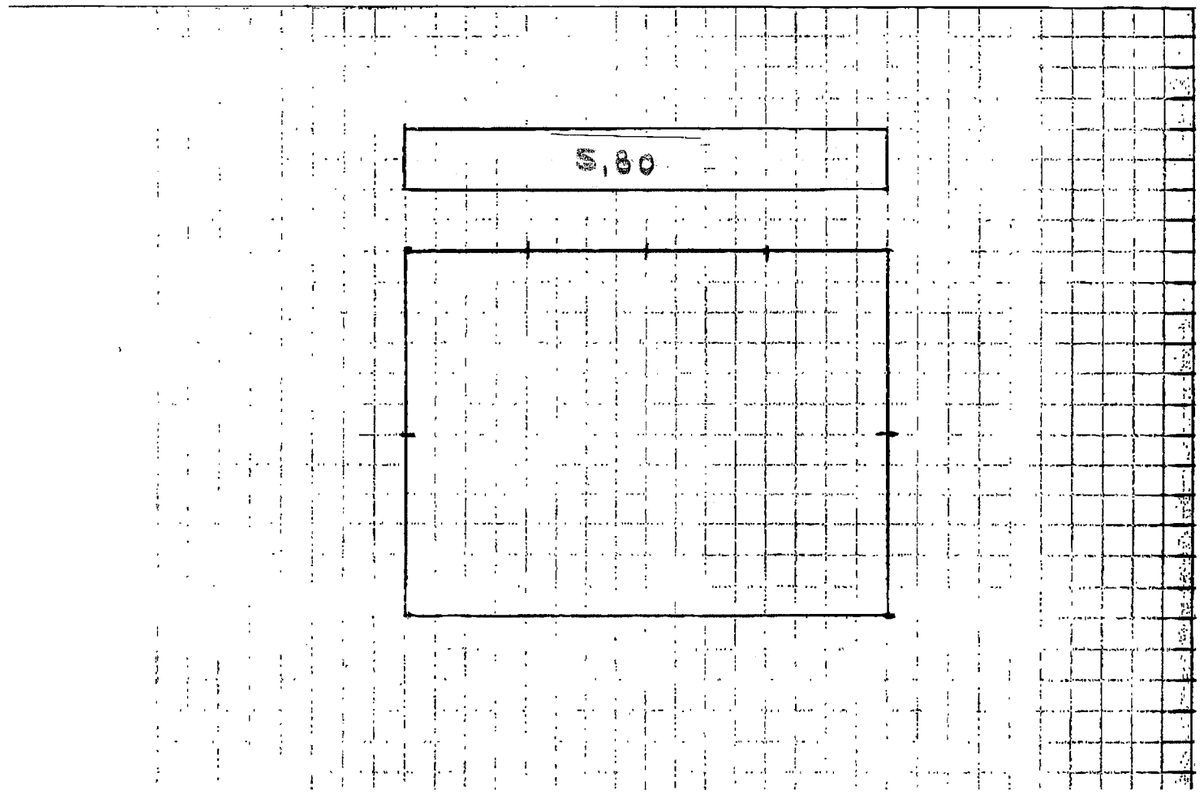
HIPOTESIS 5



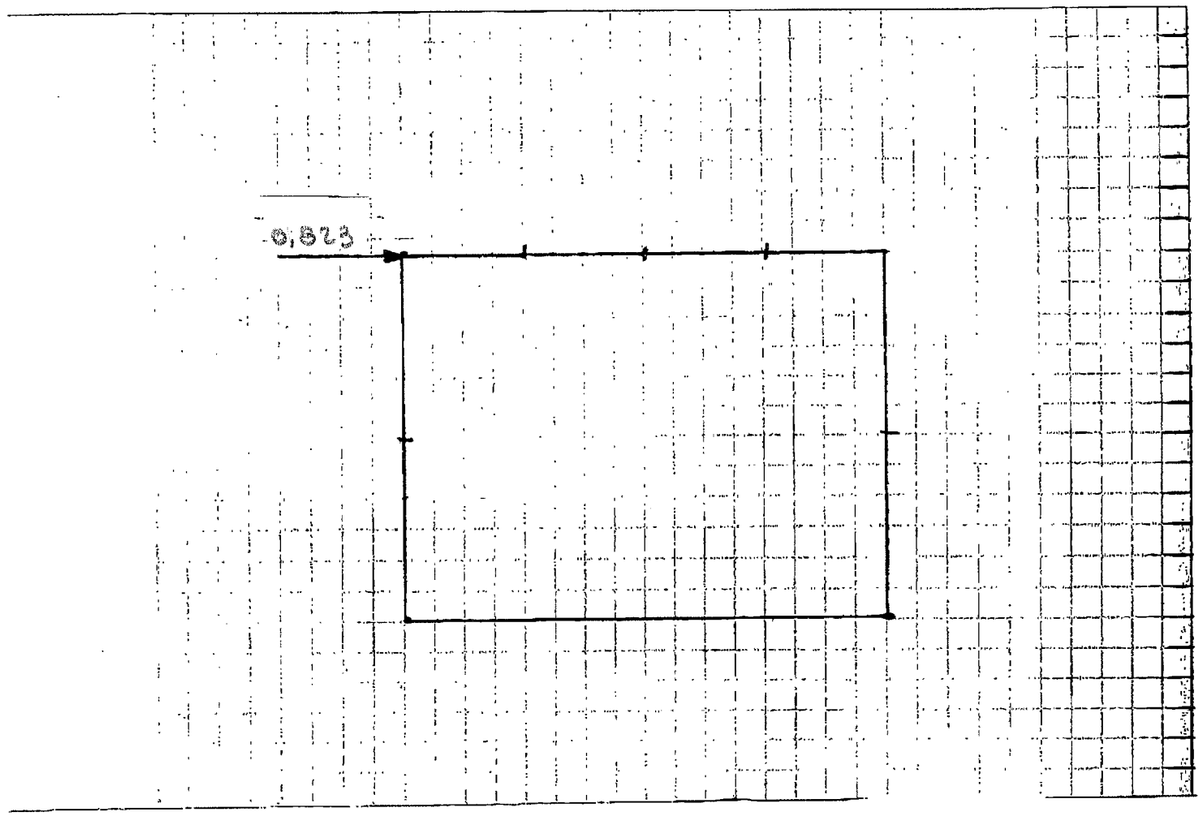
HIPOTESIS 6



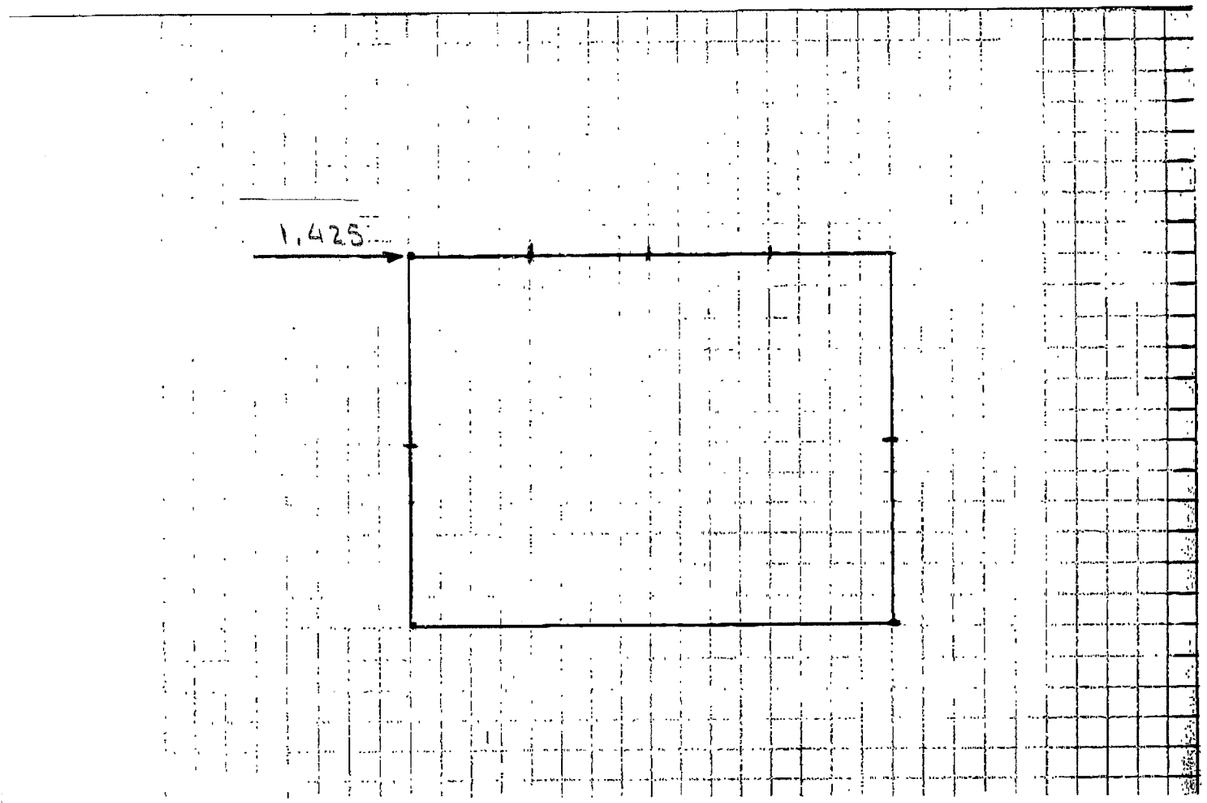
HIPOTESIS 7



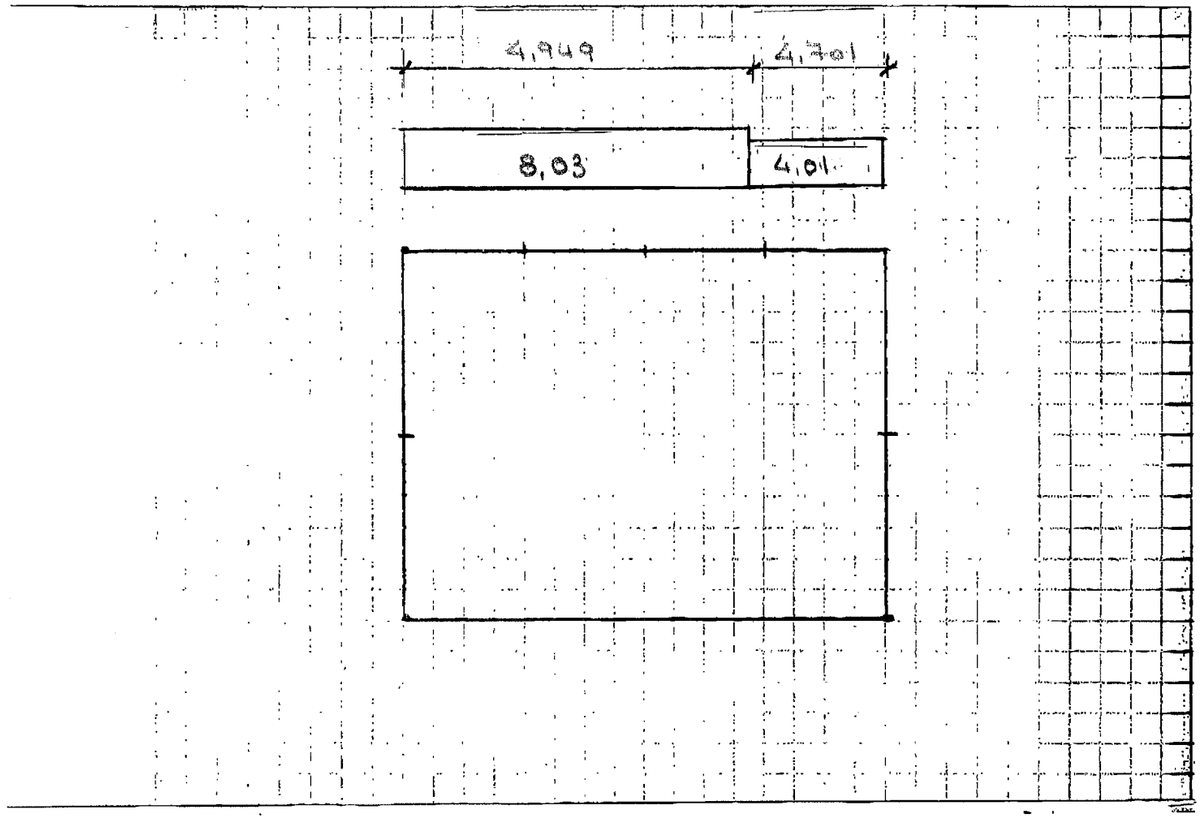
HIPOTESIS 8



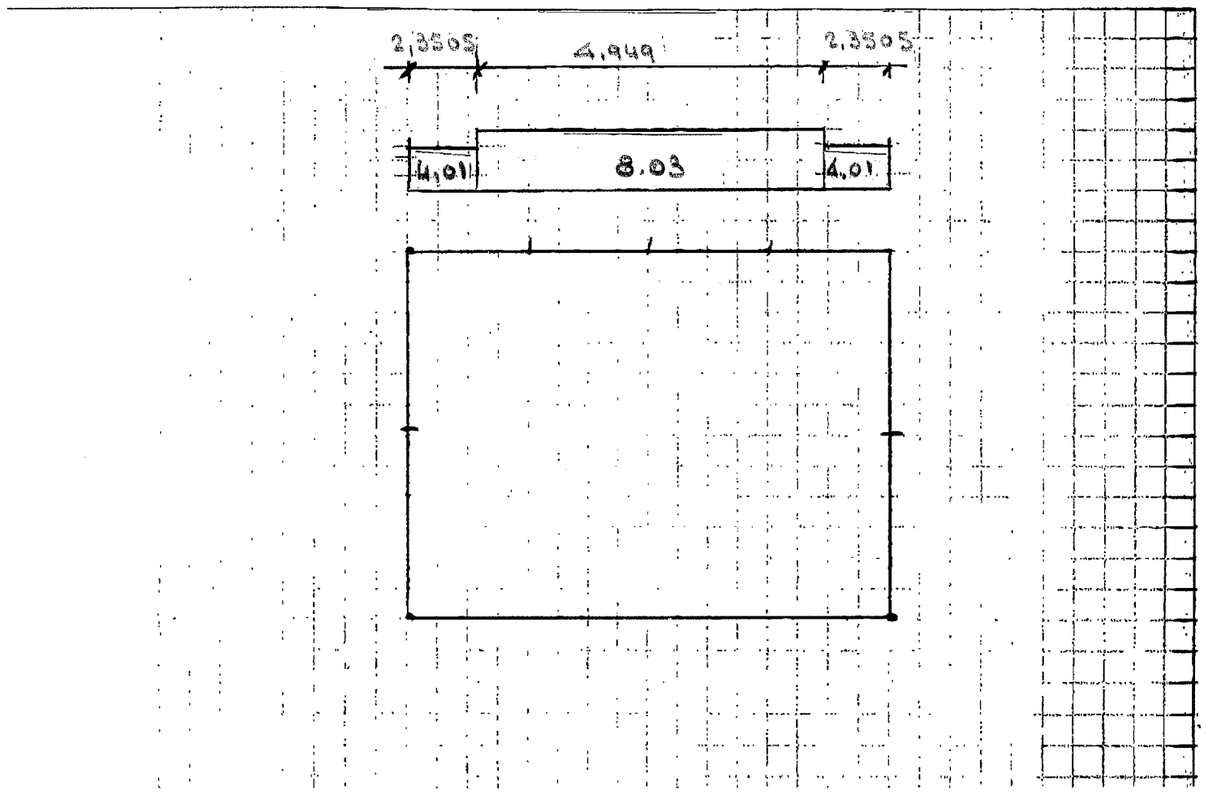
HIPOTESIS 9



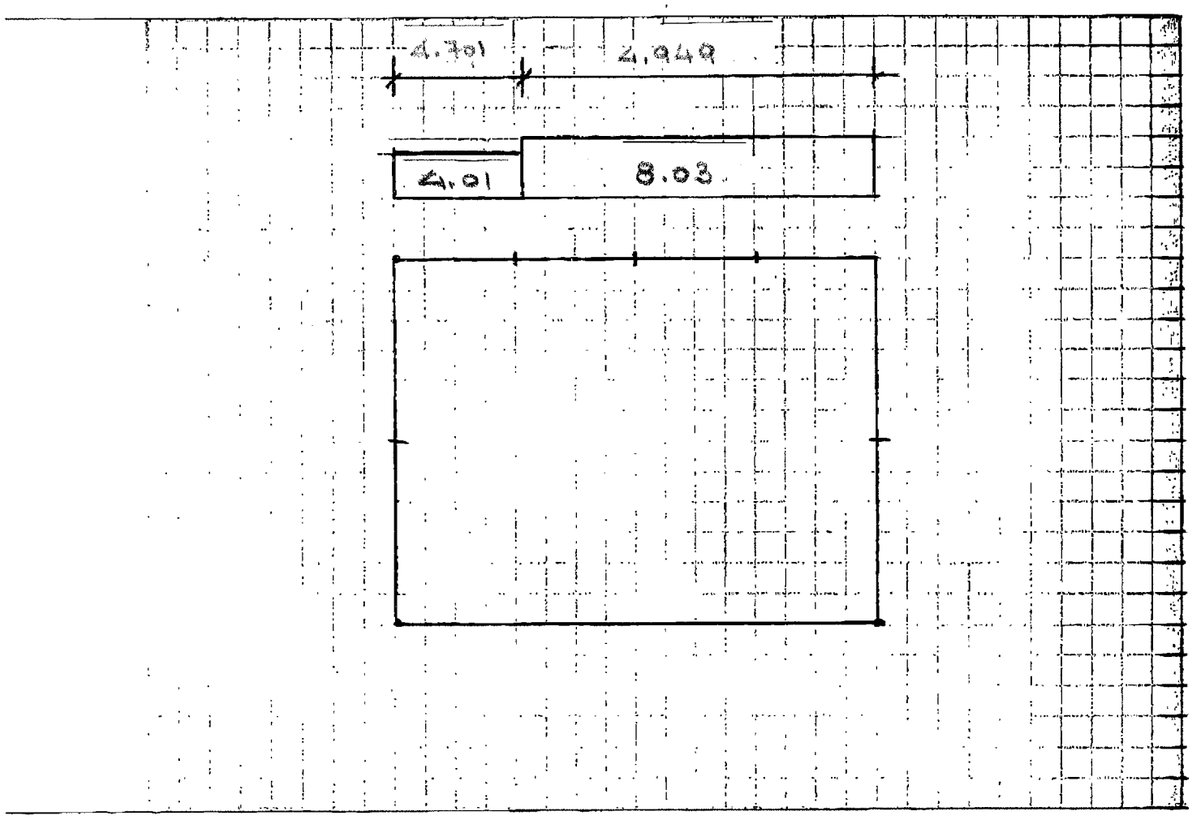
HIPOTESIS 10



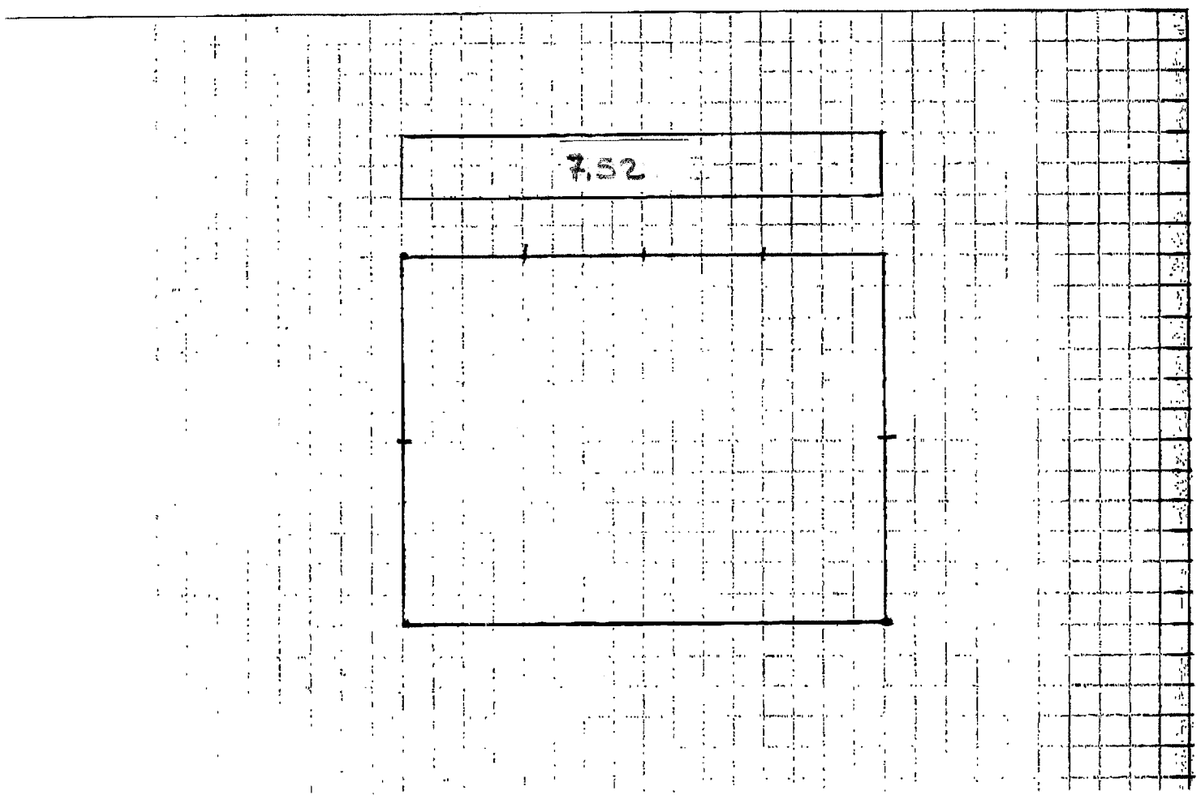
HIPOTESIS 11



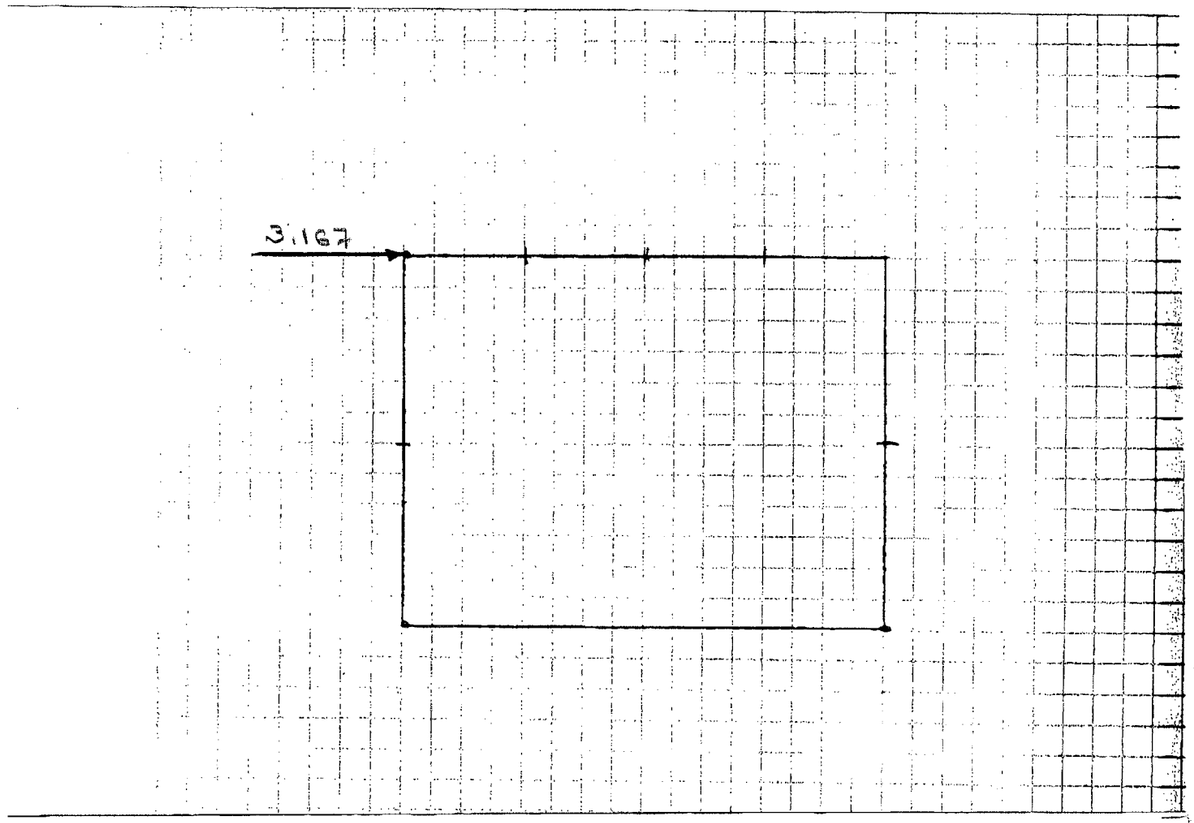
HIPOTESIS 12



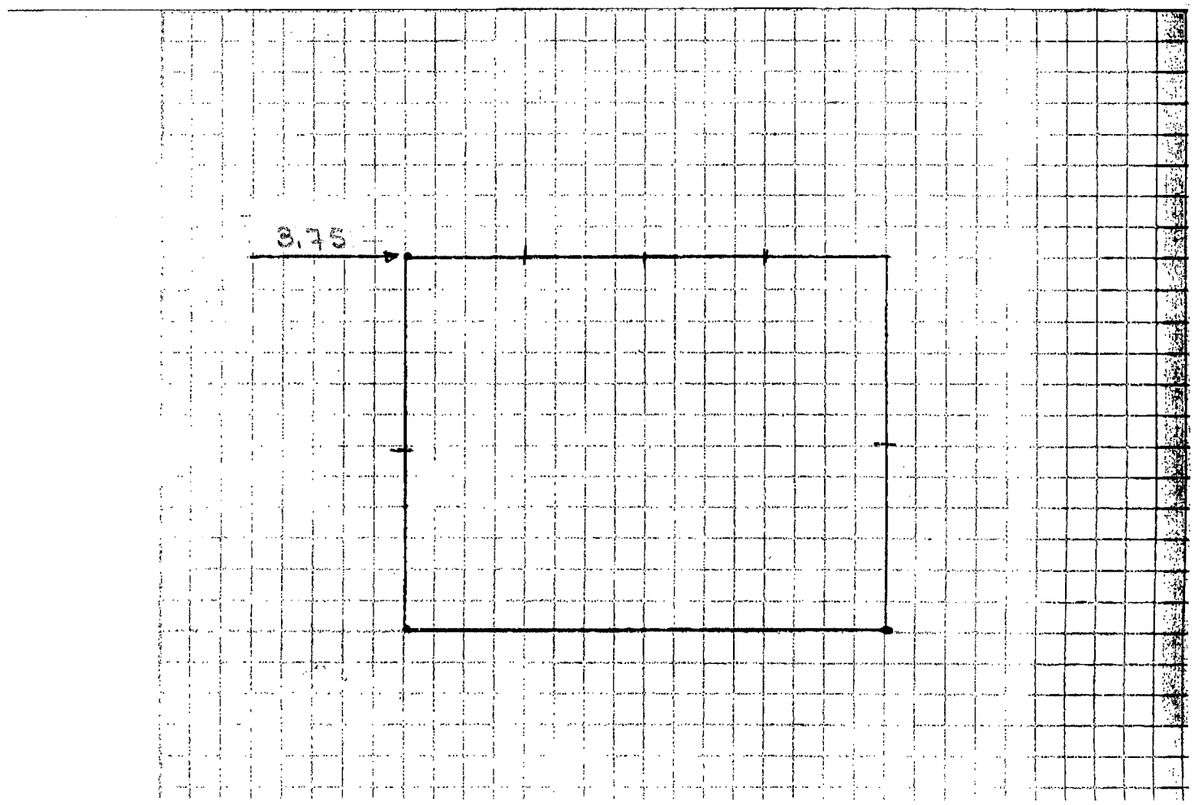
HIPOTESIS 13



HIPOTESIS 14



HIPOTESIS 15



NOTAS PRELIMINARES AL DIMENSIONAMIENTO.

Todos los momentos flectores obtenidos en el proceso de cálculo están referidos al centro de la sección, por lo que se han aumentado con el correspondiente al axíl para referirlo a la armadura de tracción.

Los momentos de empotramiento corresponden al centro de la sección, por lo que se han referido a la sección situada a: 0,65/2 - 0,15x0,65= 0,2275 m. del eje considerado.

Los esfuerzos cortantes máximos corresponden igualmente al centro de la sección, por lo que se han referido a la sección situada a: 0,65/2 + (0,65 - 0,04)= 0,935 m.

En todo caso éstos esfuerzos cortantes son resultado de la aplicación del coeficiente de impacto a las cargas móviles, que si bien en la Instrucción Española es igual para los momentos flectores que para los cortantes, en las fichas de la UIC es diferente, pasando de 1,2901 a 1,1887 para la estructura que nos ocupa. Por ello estaremos del lado de la seguridad comprobando la validéz de los resultados del ordenador.

ASUNTO | FECHA | REF. | HOJA 1

DIMENSIONAMIENTO A FLEXIÓN Y CORTANTE

A partir de los esfuerzos más desfavorables obtenidos, se dimensionan las armaduras necesarias en cada sección, mediante la aplicación de la Instrucción EH-91, comprobando el cumplimiento del estado límite de fisuración, y las tensiones que se transmiten al terreno de cimentación.

1.-ESFUERZOS MÁXIMOS.

a/ Hastiales. Inferior. Barra 1 - Nudo 1 - C.19

Nd = 92,085 t/m Vd = 36,059 t/m Md = 149,700 mt/m (=)

Superior Barra 8 - Nudo 9 - C.19

Nd = 92,462 t/m. Vd = 20,839 t/m Md = 138,226 mt/m (-)

Cantos. Barra 1 - Nudo 2 - C.3

Nd = 36,259 t/m. Vd = — Md = 16,017 mt/m (+)

b/ Losa Superior. Cara Inferior Barra 6 - Nudo 9 - C.19

Nd = 24,974 t/m Vd = 75,438 t/m Md = 107,742 mt/m (-)

Cara Inferior. Barra 4 - Nudo 5 - C.11

Nd = 11,552 t/m Vd = — Md = 125,857 mt/m (+)

c/ Losa Inferior. Cara Inferior. Barra 9 - Nudo 1 - C.19

Nd = 25,313 t/m Vd = 62,391 t/m Md = 116,657 mt/m (-)

Cara Superior. Barra 12 - Nudo 14 - C.11

Nd = 21,643 t/m Vd = — Md = 129,339 mt/m (+)

ASUNTO | FECHA | REF. | HOJA 2

2.-ARMADURAS.

a/ Hastiales

Armadura Exterior Inferior. Vc = 1,00 x 0,61 x 0,9 x 2.500 / 1,5 = 915 t/m

μ = 149,700 / 0,01 x 915 = 0,268

ν = 92,085 / 915 = 0,101

ω = 0,268 (1 + 0,268) - 0,101 = 0,239

Vf = 0,239 x 915 = 219 t/m

Disponemos 11 Ø20 c.m.c. (239,47 t/m) y Refuerzo Ø16 a 20 cm (44,58 t/m)

Armadura Exterior Superior Vc = 915 t/m

μ = 0,248 ν = 0,101 ω = 0,209

Vf = 0,209 x 915 = 191 t/m

Disponemos 10 Ø20 c.m.c. (217,75 t/m) y Refuerzo Ø16 a 20 cm (44,58 t/m)

Armadura Interior. Vc = 915 t/m

μ = 0,079 ν = 0,040 ω < 0

Vc. mín. vertical. 0,9 x 100 x 65 x 5,1 / 1,15 x 1000 = 25,94 t/m

Disponemos 5 Ø16 c.m.c. (44,58 t/m) y Refuerzo Ø12 a 20 cm (13,03 t/m)

Comprobamos a cortante.

$V_{cu} = 1,00 \times 0,61 \times 0,5 \times 10 \times \sqrt{\frac{250 \times 0,9}{1,5}} = 23,35$ t/m

Vf = 36,059 - 23,35 < 0

Cortes mínimos. $0,02 \times b \times f_{cd} = 33,33$ t/m

Disponemos cercos de Ø10 a 20 cm. cada 20 cm.

0,9 x 0,61 / 0,20 x 5 x 0,79 x 4 = 43,54 t/m > 33,33 t/m

b/ Losa Superior.

Armadura Exterior. Vc = 1,00 x 0,61 x 2500 / 1,5 = 1.017 t/m

μ = 0,174 ν = 0,025 ω = 0,179

Lx: 0,179 × 1017 = 182 t/m

Dispondremos 10 Ø25 c/m² (242,34 t/m) y separados Ø16 a 20 cm (44,38 t/m)

Armadura inferior. Vc = 1017 t/m

h = 0,203 d = 0,011 w = 0,233

Vs: 0,233 × 1017 × 2,37 t/m

Dispondremos 11 Ø25 c/m² (239,47 t/m) y separados Ø16 a 20 cm (44,38 t/m)

Comprobación a cortante.

Vcu = 1,00 × 0,61 × 0,85 × 10 × √250/1,5 = 39,38 t/m

Vs = 75,438 - 39,38 = 36,06 t/m

cercos mínimos: 0,02 × 1,0 × fcd = 33,33 t/m

Dispondremos cercos de Ø16 a 20 cm. cada 20 cm.

0,9 × 0,61 / 0,20 × 5 × 0,79 × 4,2 = 45,54 t/m > 36,06 t/m

c/ losa Superior.

Armadura Inferior. Vc = 1,017 t/m

h = 0,188 d = 0,025 w = 0,198

Vs = 0,198 × 1017 = 202 t/m

Dispondremos 11 Ø25 c/m² (239,47 t/m) y separados Ø16 a 20 cm (44,38 t/m)

Armadura Superior. Vc = 1,017 t/m

h = 0,208 d = 0,021 w = 0,230

Vs = 0,230 × 1.017 = 234 t/m

Dispondremos 11 Ø25 c/m² (239,47 t/m) y separados Ø16 a 20 cm (44,38 t/m)

Comprobación a cortante.

Vcu = 1,00 × 0,61 × 0,85 × 10 × √250/1,5 = 39,38 t/m

Vs = 62,391 - 39,38 = 23,01 t/m

cercos mínimos: 0,02 × 1,0 × fcd = 33,33 t/m

Dispondremos cercos de Ø16 a 20 cm. cada 20 cm.

0,9 × 0,61 / 0,20 × 5 × 0,79 × 4,2 = 45,54 t/m > 33,33 t/m

LAS ARMADURAS EN LAS LOSAS SE DISPONDRÁN FORMANDO MALLA ORTOGONAL DE MODO QUE EN LOS LADOS LIBRES SE ENCONTRARÁN EN VOLADIZO CON Ø25 a 20 cm. ENVUELTAS CON CERCOS DE Ø16 a 20 cm.

TENSIONES.

Las tensiones máximas que se transmiten al terreno son; Axil máximo. Nudo 3. Barra 29. Combinación 18

N = 18,6 t/m.

$\sigma = 18,6 \times 2 / 1,6 \times 0,965 = 24,09$ t/m²

La carga puntual supone: 3,86 / 3,86 + 7,52 = 0,3392 en total

Luego: 24,09 (1 - 0,3392) / 1,2901 + 24,09 × 0,3392 = 20,79 t/m²

Peso propio de la losa inferior: 0,58 × 2,5 = 1,63 t/m²

Tensión máxima. σ = 20,79 + 1,63 = 22,42 t/m²

Tensión admisible del terreno. σ_T = 22,42 / 1,30 = 17,24 t/m²

Según el informe geotécnico, la tensión admisible del terreno es de 1,5 a 3,0 kp/cm². Por lo que no cabe hablar problemas de asentamientos incompatibles con la estructura.

ALETAS.

Las aletas tienen longitudes variables con trasdós de altura comprendida entre 6,80 y 4,00 m. (3,00) de modo que la altura a considerar en el cálculo es de: $(6,80-3,00)\cdot 2/3 + 4,00 = 6,53$ m. más los 0,65 m. del canto de la zapata, lo que hace una altura total de 6,53 m.

El canto de la zapata también es variable, siendo el talón de 3,60 a 1,80 m. de modo que el canto de cálculo computable en la altura anteriormente es de: $(3,60-1,80)\cdot 2/3 + 1,80 = 3,00$ m. más los 0,50 m. del canto del trasdós, más los 0,50 m. de la puntera, lo que hace un canto total de 4,00 m.

La aleta más desfavorable forma con la perpendicular a la base un ángulo de: $17,54 - 90 + 15 = 52,54°$, luego el ángulo sobre la horizontal con el que el talud incide es de: $90 - 52,54 = 37,46°$, considerando $\varphi = 35°$ y $\beta = 0$, el coeficiente de empuje activo horizontal es de: 0,4086.

Comprobamos las aletas así definidas.

Empuje $\frac{1}{2} \times 1,9 \times 6,53^2 \times 0,4086 = 16,59$ t/m

Mto. de vuelco. $16,59 \times 6,53/3 = 36,56$ mt/m

Peso. $= 49,67$ t/m

Mto. estabilizador. $= 109,27$ mt/m

Coeficiente de estabilidad al vuelco. $c_v = 109,27/36,56 = 3,05$

Coeficiente de estabilidad al deslizamiento $c_d = 49,67 \times 0,5/16,59 = 1,51$

Tensiones. $e_k = 1,478$ m. $e_0 = 0,522$ m

$$\sigma = \frac{49,67}{4,00}\left(1 \pm \frac{6 \times 0,522}{4,00}\right) = \begin{cases} 22,14 \text{ t/m}^2 \\ 2,69 \text{ t/m}^2 \end{cases} \quad \sigma_{adm} = 22,14/1,3 = 17,03 \text{ t/m}^2$$

Adoptando H-200, SEH-500 y r = 40 mm. Las ARMADURAS son:

a-Hastial.

$M = \frac{1}{2} \times 1,9 \times 5,87^2 \times 0,4086 \times 5,87/3 = 26,17$ mt/m $\quad M_d = 26,17 \times 1,6 = 41,87$ mt/m

$V_c = 1,00 \times 0,46 \times 0,9 \times 200/1,5 = 552$ t/m $\quad V_g = 103$ t/m

Disponemos en la cara de las tierras.

En vertical $8\phi 20$ pmf $= 111,44$ t/m

En horizontal $\phi 12$ a 20 cm $= 25,08$ t/m

Disponemos en la cara libre.

En vertical $4\phi 12$ pmf $= 20,06$ t/m

En horizontal $\phi 10$ a 20 cm $= 17,42$ t/m

b-Zapata-Puntera

$M = 22,14 \times 0,5^2/2 = 2,77$ mt/m $\quad M_d = 2,77 \times 1,6 = 4,43$ mt/m

$V_g = 1,00 \times 0,54 \times 2000/1,5 = 853$ t/m $\quad V_d = 7$ t/m

Disponemos como armadura superior principal $4\phi 12$ pmf $= 20,06$ t/m y como reparto $\phi 10$ a 20 cm $= 17,42$ t/m

c-Zapata-Talón

$M = (5,87 \cdot 1,9 + 0,65 \times 2,5) \times 3,00^2/2 + 2,3727 \times 2,00 = 62,25$ mt/m

$M_d = 62,25 \times 1,6 = 99,59$ mt/m $\quad V_g = 853$ t/m

$V_d = 0,97 \times \frac{99,59}{0,61}\left(1 + \frac{99,59}{0,61 \times 853}\right) = 189$ t/m

Disponemos como armadura superior principal $9\phi 25$ pmf $= 195,92$ t/m y como reparto $\phi 12$ a 20 cm $= 25,08$ t/m

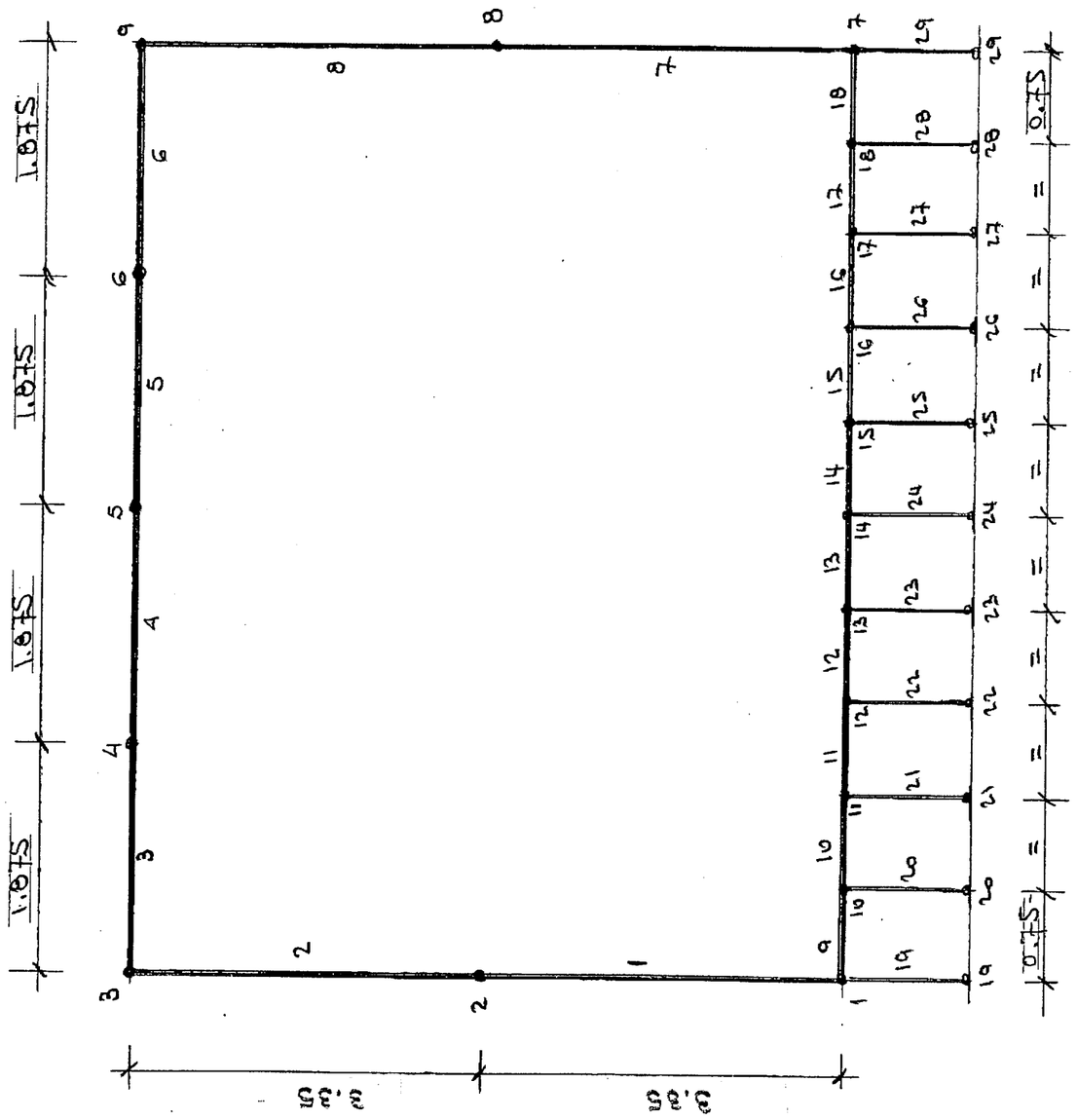
PASO INFERIOR Nº 4

Nº DE BARRAS . 29

Nº DE NUDOS . 29

ANCHO DE B. MATRIZ RIGIDEZ. 69

Nº DE HIPOTESIS . 15



MODULO ELASTICIDAD HORMIGON, 3.004.164 t/m²

ASUNTO			FECHA	REF.	HOJA
					1-

DEFINICION DE BARRAS.

Barras 19 y 29 (Ficticias).

Módulo de Balasto $\mu = 1.000$ t/m³

Area de influencia. $\Omega = 1{,}00 \times 0{,}75 / 2 = 0{,}375$ m²

Módulo Elasticidad H. $E = 3.004.164$ t/m²

$F = \mu \times \Omega = 1.000 \times 0{,}375 = 375$ t.

$L = 1\,(m) \dfrac{1{,}00 \times 0{,}375}{210} \times \dfrac{3.004.164}{375} = 14{,}31$ m.

$A_x = 1{,}00 \times 0{,}375 / 210 = 0{,}001786$ m²

$I_z = 10^{-8}$ m⁴

Barras 20 a 28 (Ficticias)

$F = \mu \times \Omega = 1.000 \times 0{,}75 = 750$ t.

$L = 1\,(m) \dfrac{1{,}00 \times 0{,}75}{210} \times \dfrac{3.004.164}{750} = 14{,}31$ m

$A_x = 1{,}00 \times 0{,}75 / 210 = 0{,}003571$

$I_z = 10^{-8}$ m⁴

Resto de Barras.

$A_x = A_y = 1{,}00 \times 0{,}50 = 0{,}50$ m²

$I_z = \dfrac{1}{12} \times 1{,}00 \times 0{,}50^3 = 0{,}010417$ m⁴

SC-25

ANALISIS DE CARGAS.

Los datos de partida que nos permitirán formular un reparto de cargas uniforme, en sentido longitudinal y transversal, en función del efecto distribuidor del sistema: carril-traviesa-balasto-subbalasto y del propio diintel, son:

Separación entre ejes carriles (1,435+0,074).	1,509 m.
Altura carril de 60 kg/ml.	0,172 m
Ancho patín carril de 60 kg/ml.	0,150 m
Altura traviesa monobloque.	0,222 m
Ancho traviesa monobloque.	0,300 m
Espesor mínimo de balasto bajo traviesa.	0,300 m
Espesor de sub-balasto.	3,219 m.
Distancia cota carril a losa superior.	3,913 m.
Entrevía mínima.	4,500 m
Separación cartelas exteriores tren Renfe.	3,000 m
Separación cartelas exteriores tren UIC.	4,800 m

Mediante el reparto longitudinal de cargas obtenemos, en el eje de la losa superior, unas longitudes de reparto de:

Renfe. $u_1 = 2(0,300/2 + 3,519 / tg 75° + 0,50/2) = 2,686$ m

$u_2 = 3,00 + 2,686 = 5,686$ m

UIC $u_1 = 2(0,300/2 + 3,519/tg 75° + 0,50/2) = 2,686$ m

$u_2 = 4,80 + 2,686 = 7,486$ m

Mediante reparto transversal de cargas obtenemos, en el eje de la losa superior, un ancho de reparto de:

1 vía. $w_1 = 1,509 + 2(0,150/2 + 0,222 + 3,519/tg 75° + 0,50/2) = 4,489$ m.

2 vías. Dos anchos de 4,489 m. separados 4,50 m, entre sus cartelas.

No dejará su superficie de afectar cada vía hasta que su separación sea igual o mayor a 4,489 m. valor de cálculo con el trazado de la L.A.V.

COEFICIENTE DE PUNTO.

$$\text{suelo} = (0,50 \times 2,5 + 3,913 \times 1,7) / 9,8 = 806,337 \text{ kg/m}\cdot\text{m}\cdot\text{lap}^{-2}$$

$$\text{Long. Viga} = 7,50/\cos 81,38° = 47,93 \text{ m}$$

$$I = \frac{1}{12} \cdot 1,00 \cdot 0,65^3 = 0,0229417 \text{ m}^4$$

$$E = 3,004 \cdot 10^9 \text{ kg/m}^2$$

$$v = 200 \text{ km/h} = 55,56 \text{ m/sg. Velocidad máxima}$$

$$R_{1,1} = 0,0104417 / 4,80 = 0,0021758$$

$$R_{2,1} = 0,0104417 / 4,30 = 0,0024288$$

$$R_{1,2} = 0,0104417 / 4,30 = 0,0024288$$

$$R_{2,2} = 0,0104417 / 4,80 = 0,0021758$$

$$C = 3,56 - 0,47 \ln 3,57 (3,56 - 1,57) = 2,6211$$

$$\frac{1}{T} = 2,6211 \sqrt{3,004 \times 10^9 \times 0,0104417 / 806,337} \cdot 7,58^4 = 8,9868649 \text{ sg}^{-1}$$

$$\mu = 55,56 \times 0,11127352 / 2 \times 7,58 = 0,407807$$

$$T = 65 \cdot 0,407807 / 1 - 0,407807 + 0,407807^2 = 64,95$$

$$i = 1,3495$$

Según la ficha de la UIC, para viaductos, factor

$$\phi_2 = \frac{1,44}{\sqrt{L_\phi} - 0,2} + 0,82, \text{ donde } L_\phi = 2 \times 4 + 8 \times 1,8 = 9,09 \text{ m}$$

$$\phi_2 = 1,3315.$$

Reducción en espesor del carril. $0,1 \cdot (1,33 - 1,0) = 0,2741$

$$\phi_2 = 1,3315 - 0,2741 = 1,0574$$

CARGAS VERTICALES.

a - Carga permanente en losa superior.

Losa hueco: 0,80 × 2,5 = 1,25

Capa compresión: 3,913 × 1,7 = 6,65

Suma: 7,90 t/m²

b - Sobrecarga móvil en losa superior.

Resto, Tren Tipo E.

1 - 6a: 1,3495 / 2,686 × 4,489 = 8,36 t/m²

2 - 6a: 1,3495 / 4,186 × 4,489 = 4,31 t/m²

3 - 9a: 1,3495 / 5,686 × 4,489 = 4,76 t/m²

Resto, Tren Tipo E.

1 - 12: 1,3495 / 4,489 = 3,61 t/m²

Cruce.

1 - 2a: 1,0574 / 2,686 × 4,489 = 2,19 t/m²

2 - 5a: 1,0574 / 4,286 × 4,489 = 2,75 t/m²

3 - 7a: 1,0574 / 5,886 × 4,489 = 3,09 t/m²

4 - 10a: 1,0574 / 7,486 × 4,489 = 3,15 t/m²

5 - 8: 1,0574 / 4,489 = 1,88 t/m²

Cruce - Sur

1 - 12: 1,0574 / 4,489 = 3,53 t/m²

c - Carga permanente en hastiales

Se supone a su peso propio y se aplicada a una fuerza vertical hacia abajo de valor

Nudo 1 = Nudo 2 = Nudo 7 = Nudo 8 = -3,35 × 0,50 × 2,5 = -4,19 t/m

SG-26

CARGAS HORIZONTALES.

a - Empuje de tierras.

Resto, Tren tipo E.

$E_{a1} = \frac{1}{3}(2,00 + 2,2 \times 9,00) \cos 31,88° / 26,64 = 0,79$ t/m

Resto, Tren tipo E.

$E_{a2} = \frac{1}{3}(12 + 0,2 \times 12) \times 8,00 / 26,64 = 0,86$ t/m

Cruce.

$E_{a1} = 0,35 (9,00 + 9,00) \cos 31,88° / 26,64 = 1,86$ t/m

$E'_{a1} = 0,35 (3 + 3) \times 3,248 / 26,64 = 0,49$ t/m } 2,35 t/m

Cruce. SUR

$E_{a2} = 0,35 (3 + 12) \cdot 8,00 / 26,64 = 2,25$ t/m

b - Carga permanente en hastiales.

Empuje tierras Superior: (3,913 + 0,29) × 1,7 × 0,35 = 2,34 t/m

Empuje tierras Inferior: 2,34 + 6,70 × 1,9 × 0,35 = 6,54 t/m

Empuje Repos. Superior: (3,913 + 0,29) × 1,7 × 0,5 = 8,54 t/m

Empuje Repos. Inferior: 8,54 + 6,70 × 1,9 × 0,5 = 9,90 t/m

c - Carga móvil en hastiales.

Empuje tierras Activo Rectangular = 2,00 × 0,35 = 0,99 t/m

Empuje Reposo Rectangular = 2,00 × 0,50 = 1,00 t/m

SG-26

HIPOTESIS DE CARGAS.

Las hipótesis de cargas consideradas, necesarias para su posterior combinación, se definen según el origen de la acción, de la normativa aplicada, el número de vias cargadas y la posición de la carga en el vano.

Hipótesis 01. Peso propio + Resto de carga permanente + Empuje activo.

Hipótesis 02. Peso propio + Resto de carga permanente + Empuje reposo.

Hipótesis 03. Empuje reposo de sobrecarga móvil.

Hipótesis 04. Sobrecarga tipo A de Renfe en un lateral.

Hipótesis 05. Sobrecarga tipo A de Renfe en el centro del vano.

Hipótesis 06. Sobrecarga tipo A de Renfe en el otro lateral.

Hipótesis 07. Sobrecarga tipo B de Renfe.

Hipótesis 08. Frenado tren tipo A de Renfe.

Hipótesis 09. Frenado tren tipo B de Renfe.

Hipótesis 10. Sobrecarga UIC en un lateral.

Hipótesis 11. Sobrecarga UIC en el centro del vano.

Hipótesis 12. Sobrecarga UIC en el otro lateral.

Hipótesis 13. Sobrecarga uniforme de la UIC.

Hipótesis 14. Frenado de sobrecarga puntual de la UIC.

Hipótesis 15. Frenado de sobrecarga uniforme de la UIC.

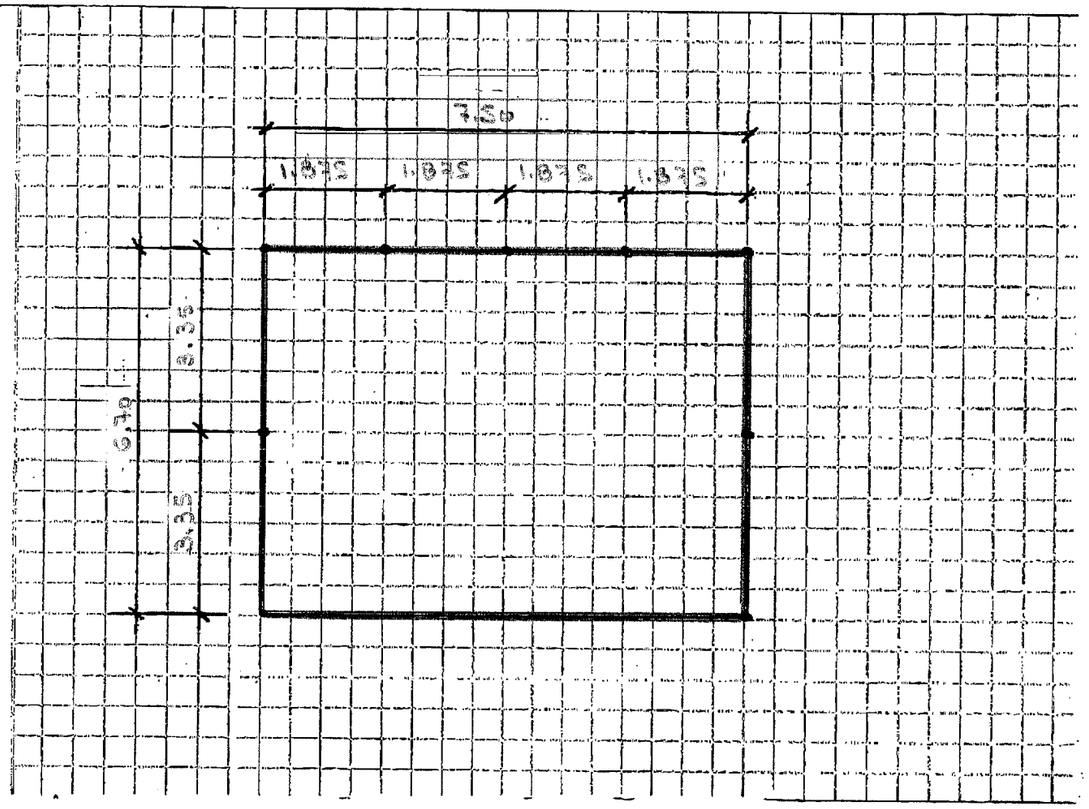
COMBINACION DE LAS HIPOTESIS DE CARGAS.

Para la aplicación del cálculo se combinan estas 15 hipótesis de carga de forma que se obtengan las situaciones más desfavorables en cada sección.

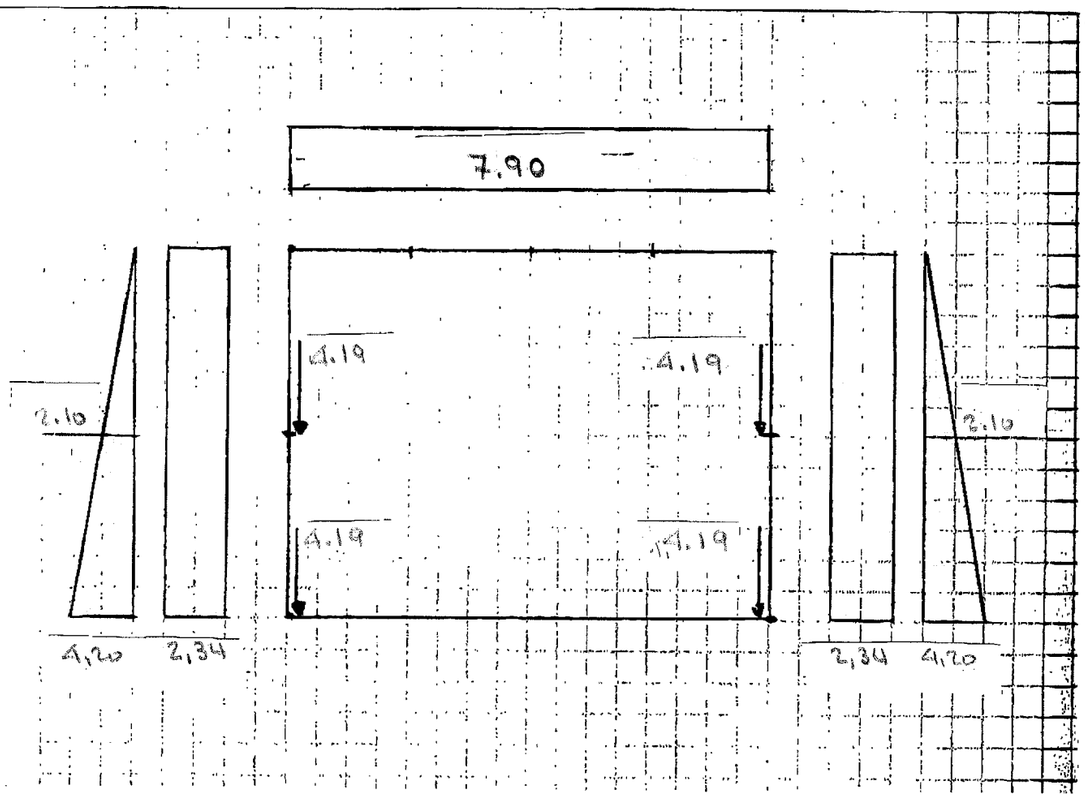
C-01	**H-01**	**E min. SC min.**
C-02	**H-02**	
C-03	**H-02 + H-03**	**E máx. SC min.**
C-04	**H-01 + H-04**	**E min. SC máx.**
C-05	**H-01 + H-05**	
C-06	**H-01 + H-06**	
C-07	**H-01 + H-07**	
C-08	**H-01 + H-10**	
C-09	**H-01 + H-11**	
C-10	**H-01 + H-12**	
C-11	**H-01 + H-13**	
C-12	**H-02 + H-03 + H-04 + H-08**	**E máx. SC máx.**
C-13	**H-02 + H-03 + H-05 + H-08**	
C-14	**H-02 + H-03 + H-06 + H-08**	
C-15	**H-02 + H-03 + H-07 + H-09**	
C-16	**H-02 + H-03 + H-10 + H-14**	
C-17	**H-02 + H-03 + H-11 + H-14**	
C-18	**H-02 + H-03 + H-12 + H-14**	
C-19	**H-02 + H-03 + H-13 + H-15**	

El cáculo se realiza con la implantación de los datos presentados anteriormente y los esfuerzos se obtienen con la aplicación del programa de Stress en estructura plana.

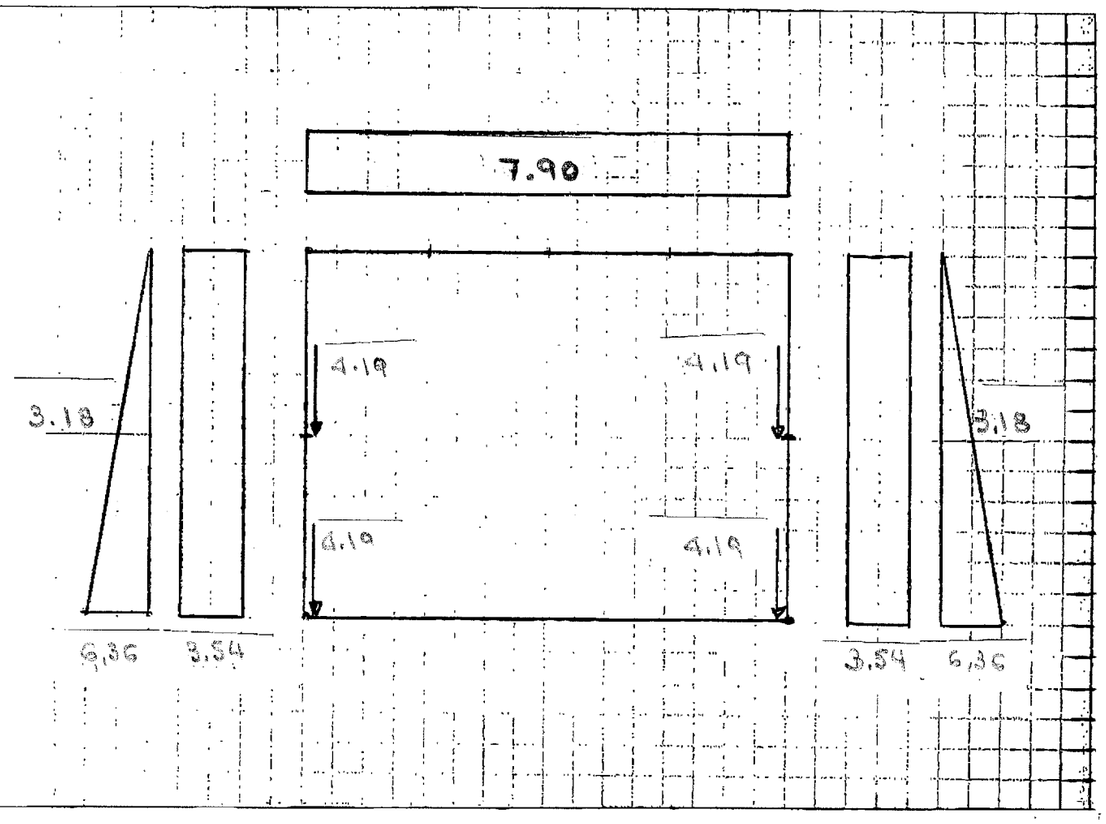
DEFINICION GEOMETRICA



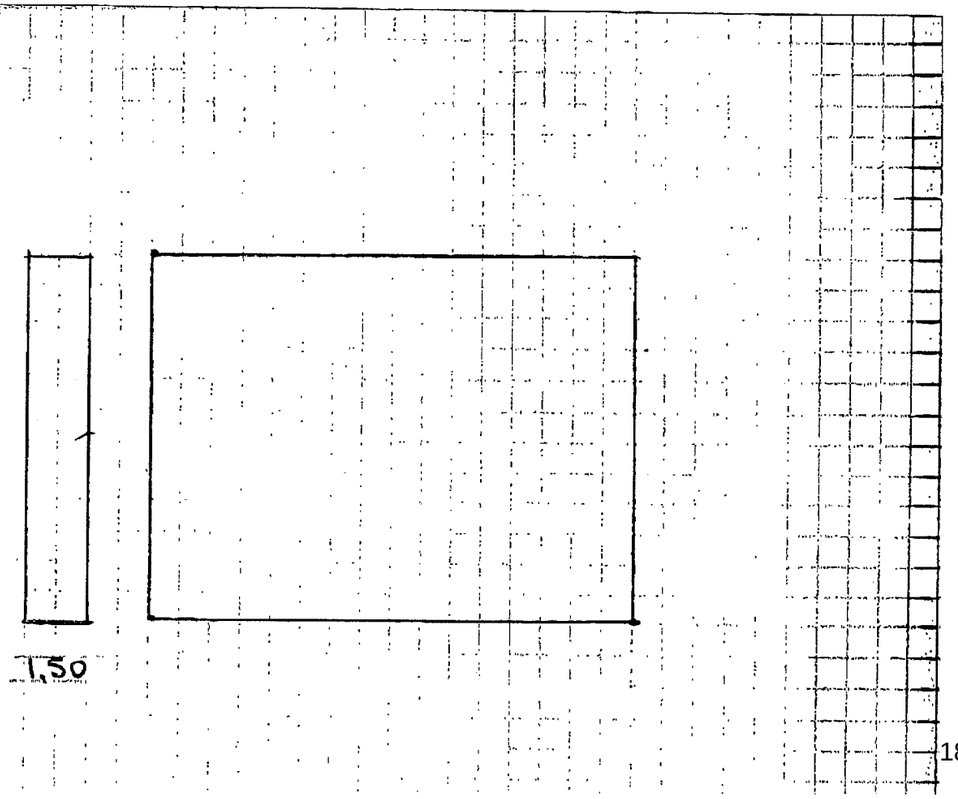
HIPOTESIS 1



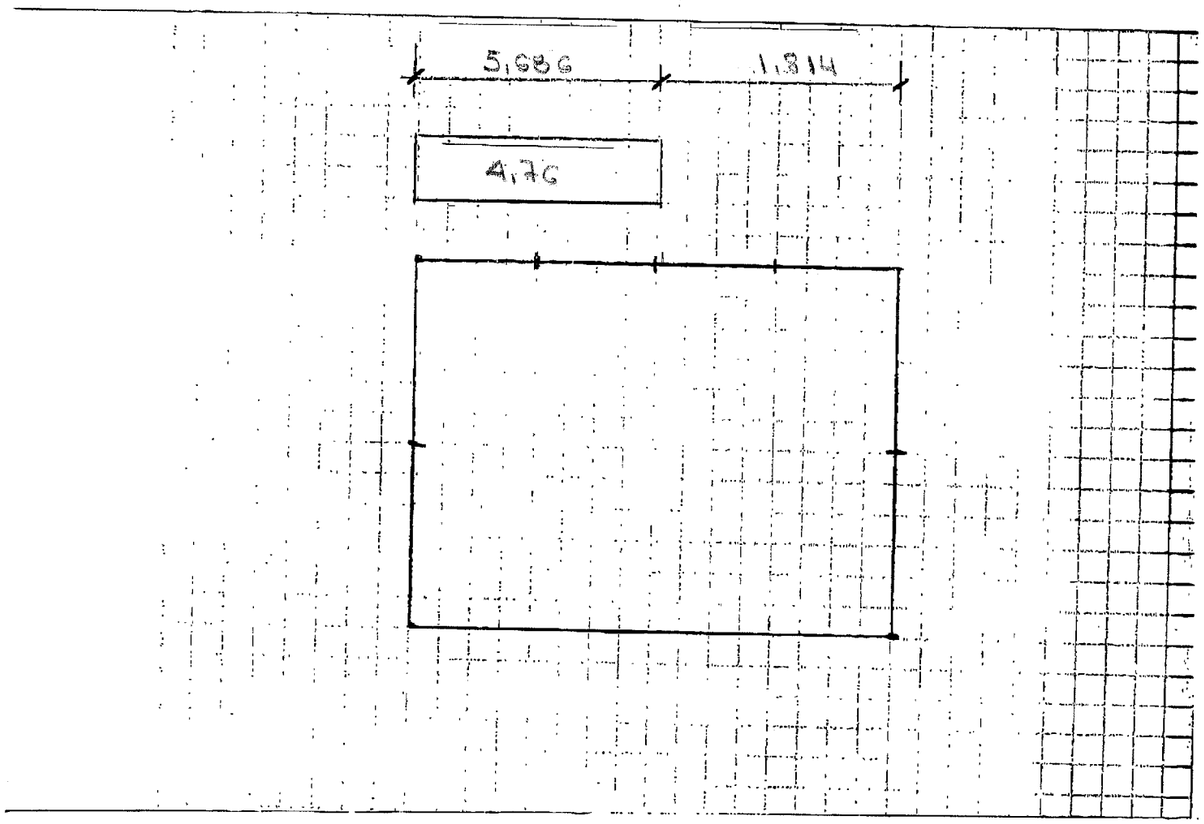
HIPOTESIS 2



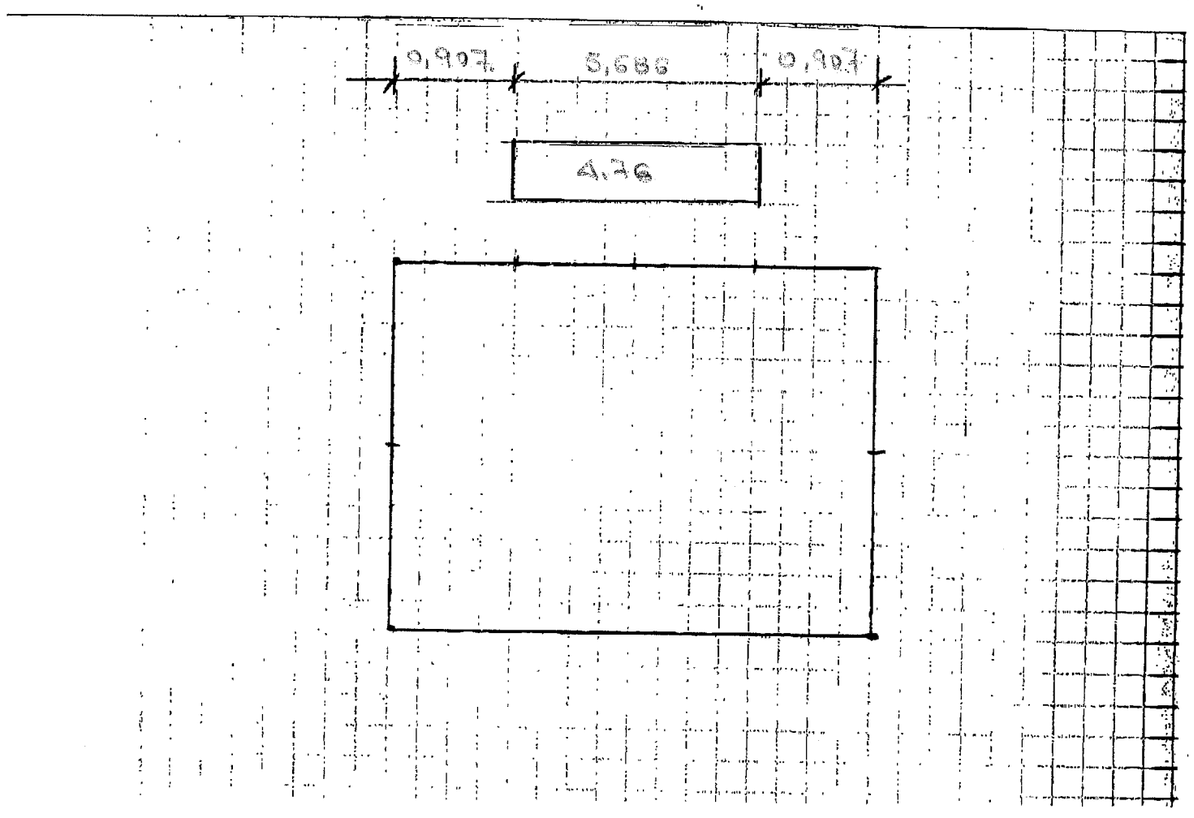
HIPOTESIS 3



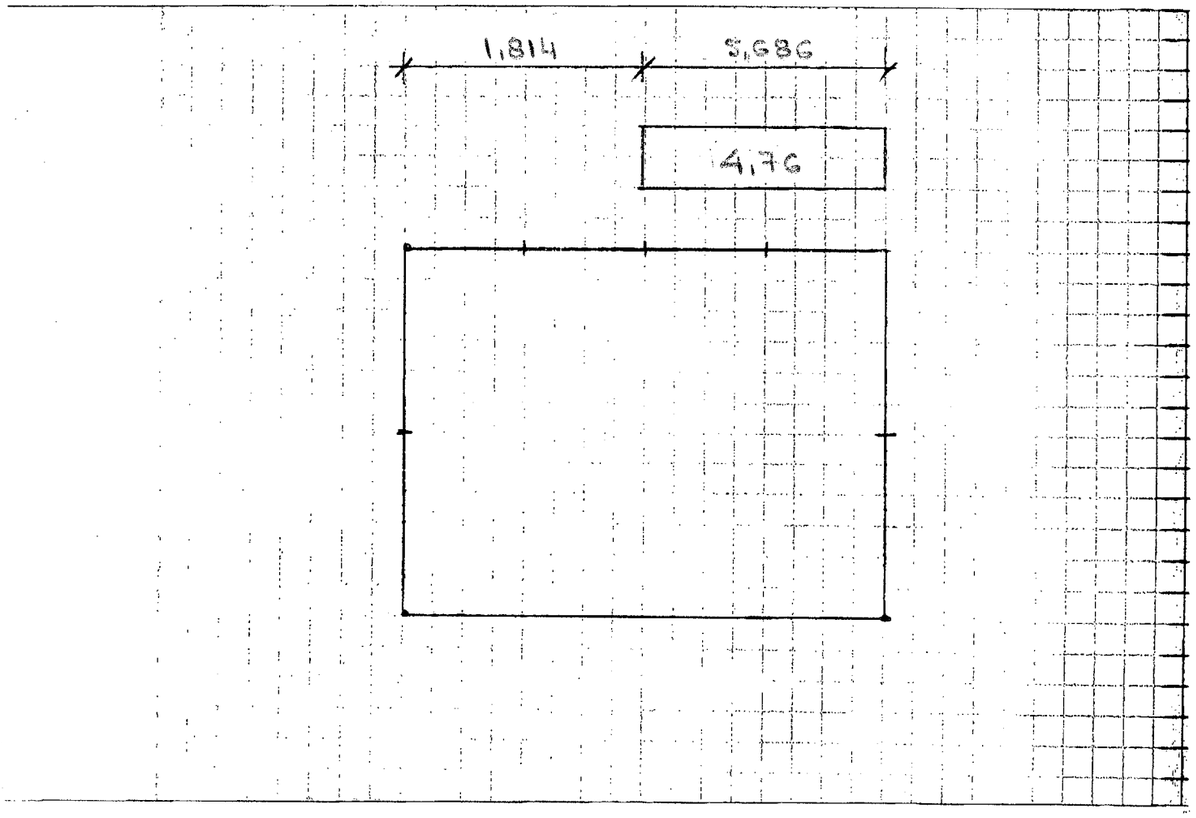
HIPOTESIS 4



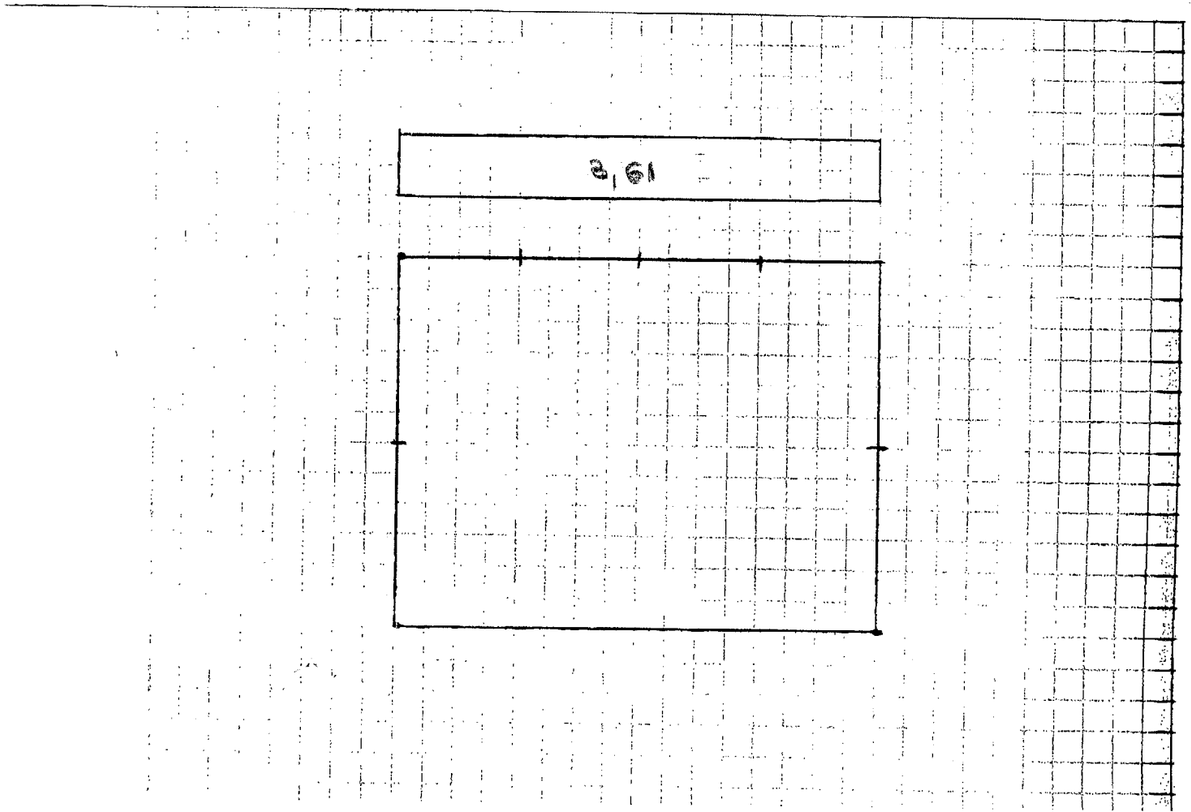
HIPOTESIS 5



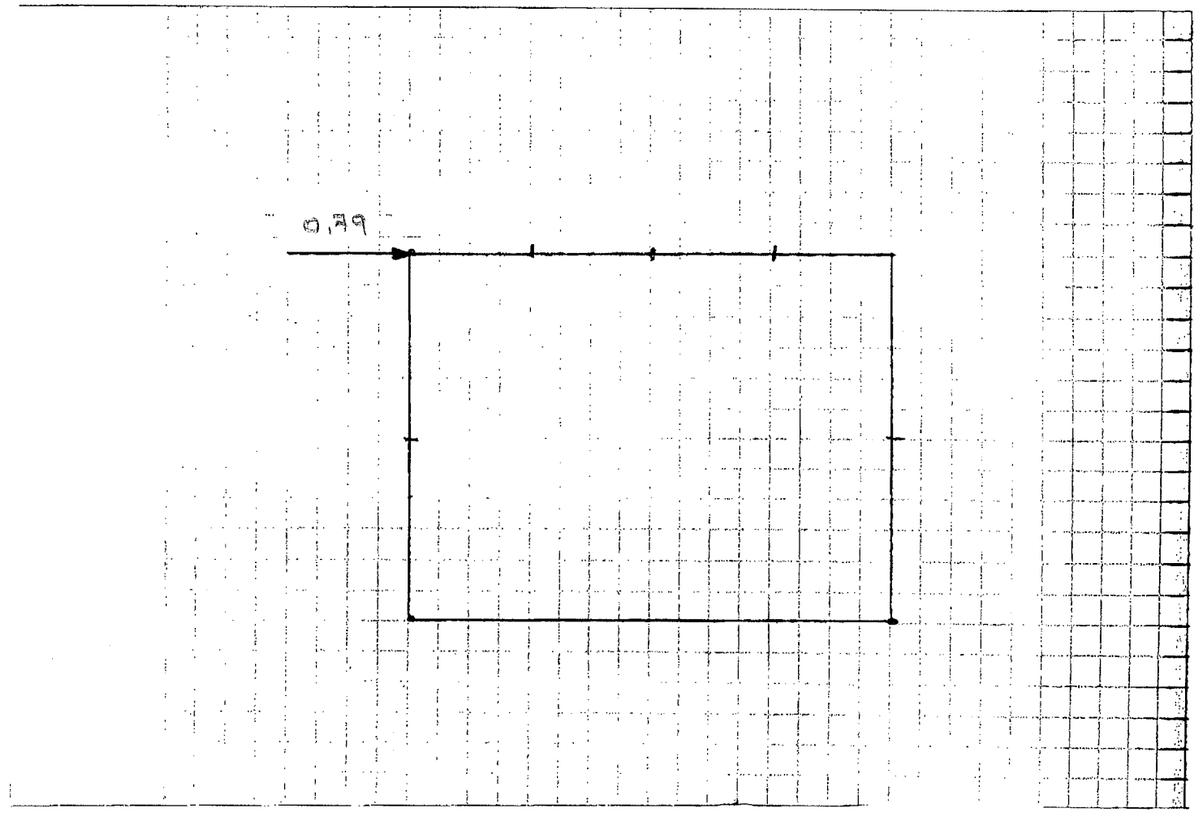
HIPOTESIS 6



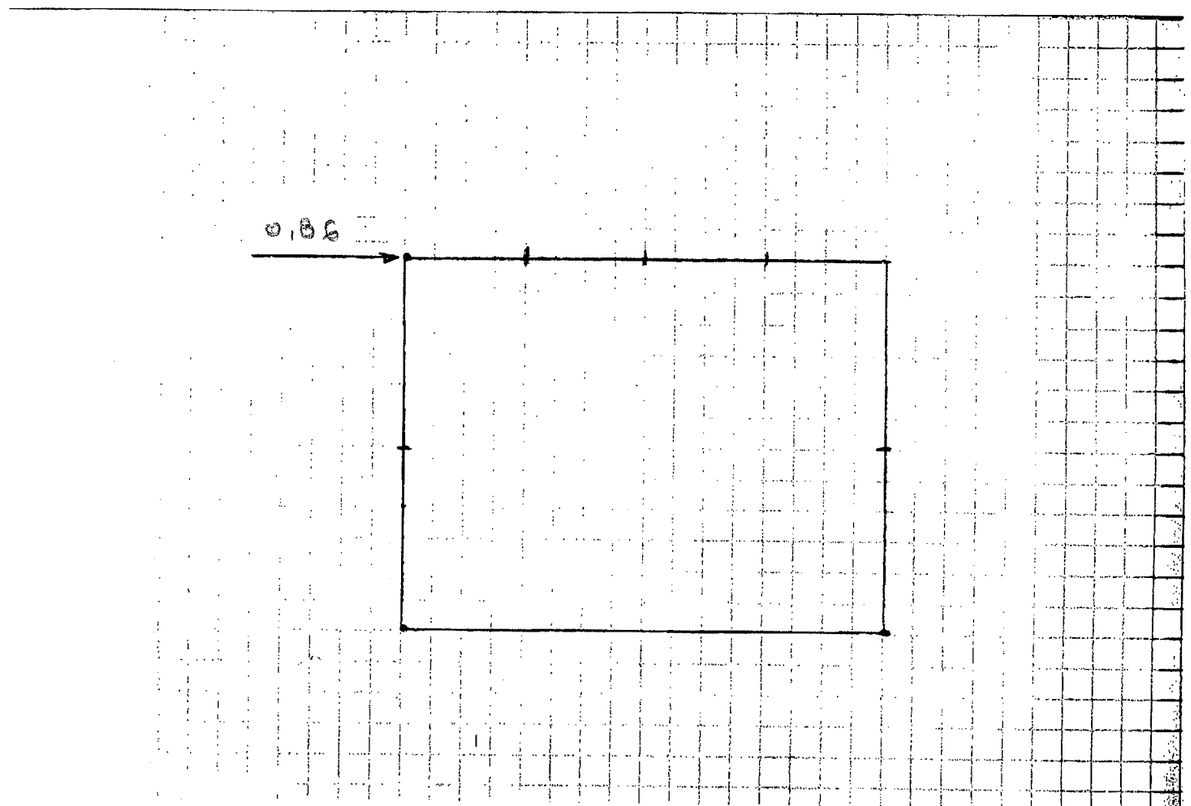
HIPOTESIS 7



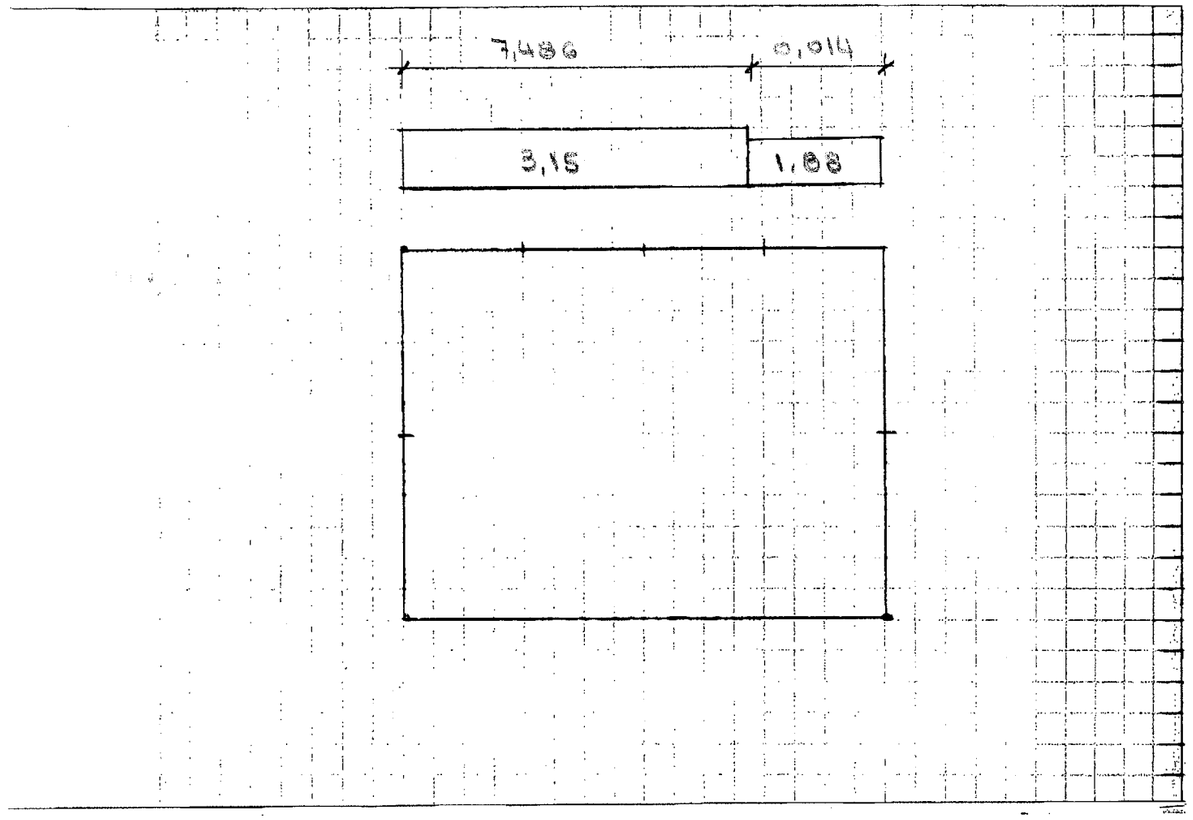
HIPOTESIS 8



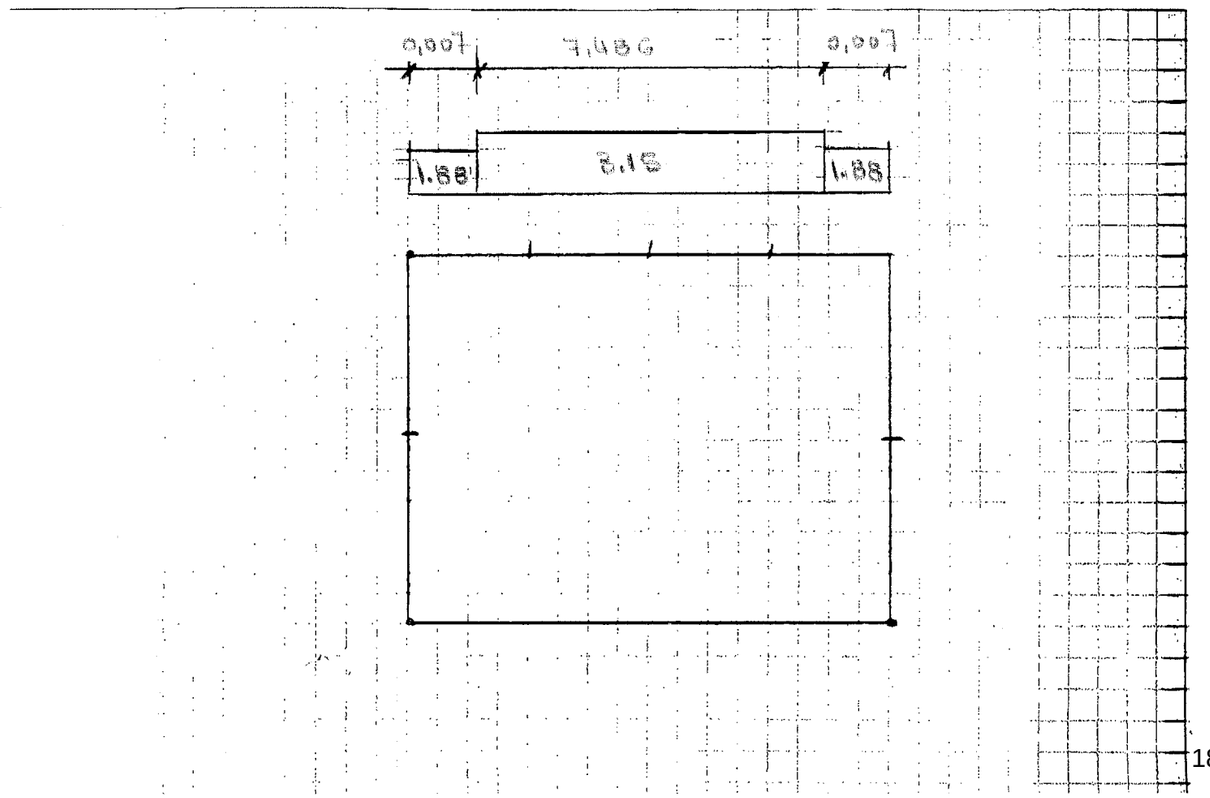
HIPOTESIS 9



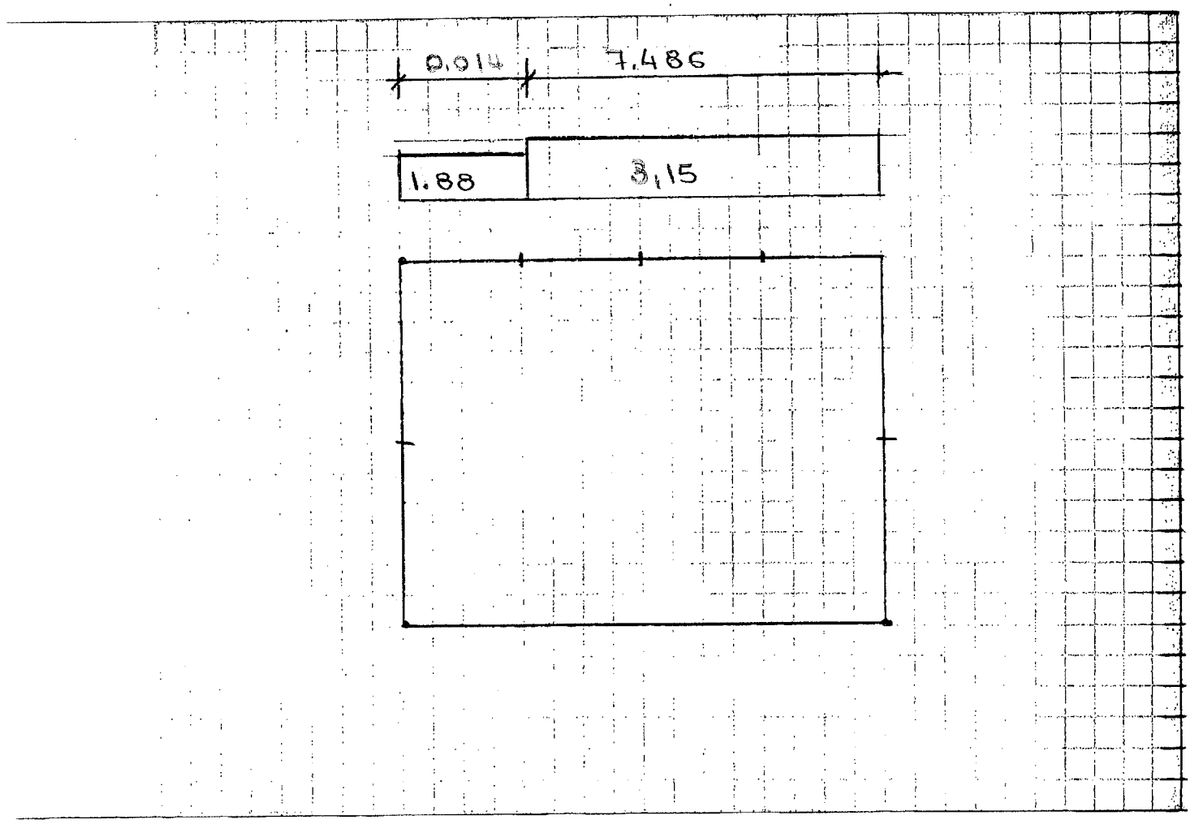
HIPOTESIS 10



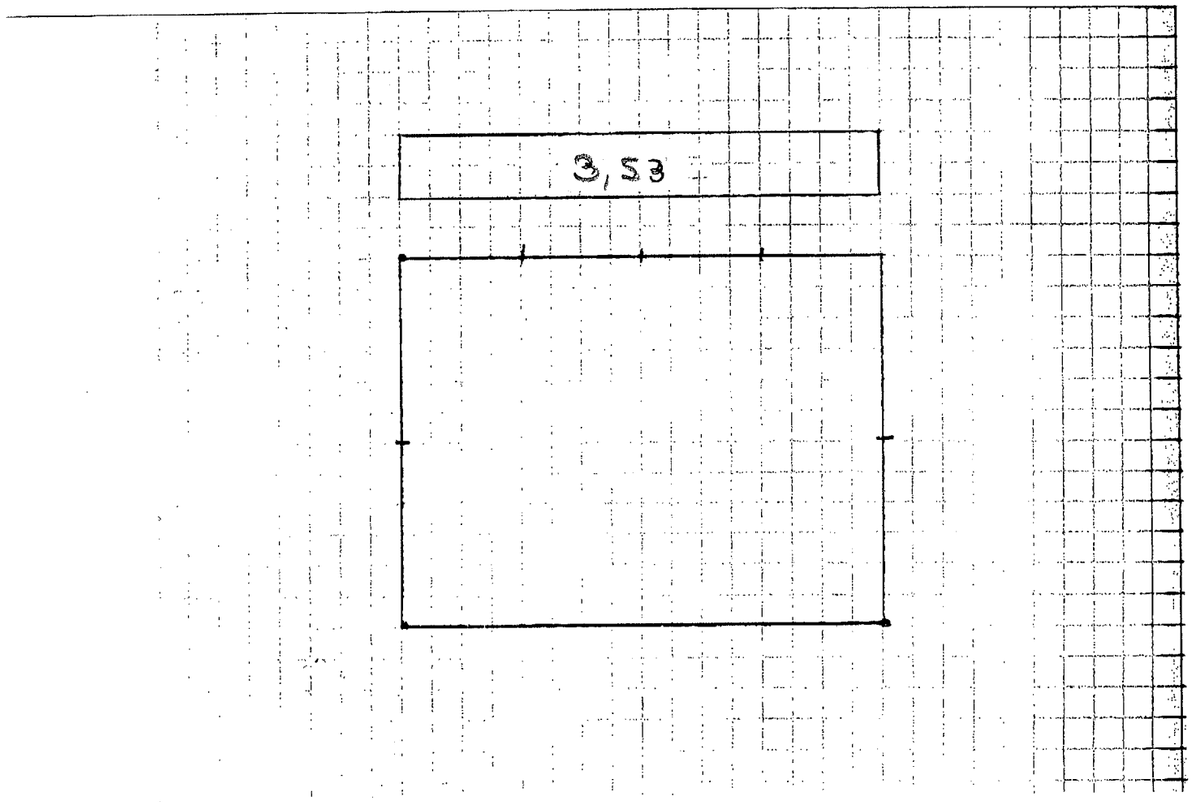
HIPOTESIS 11



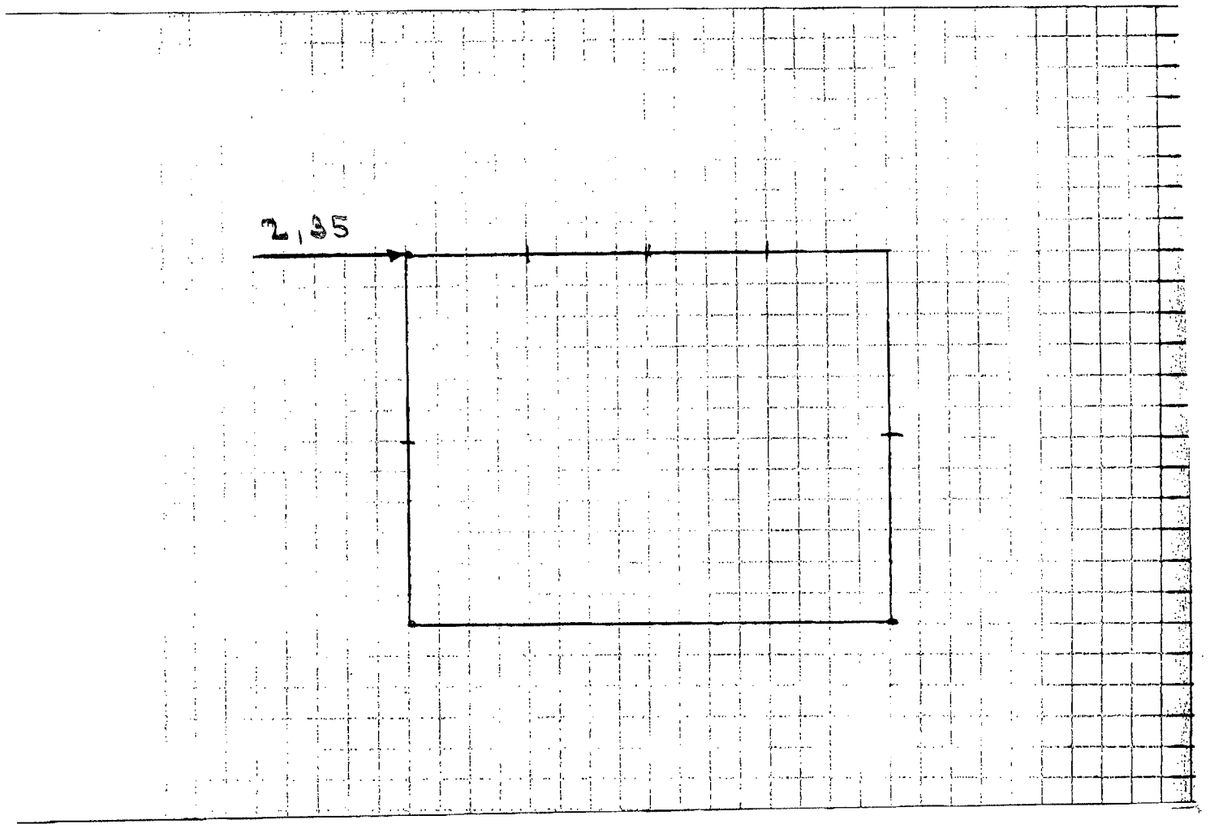
HIPOTESIS 12



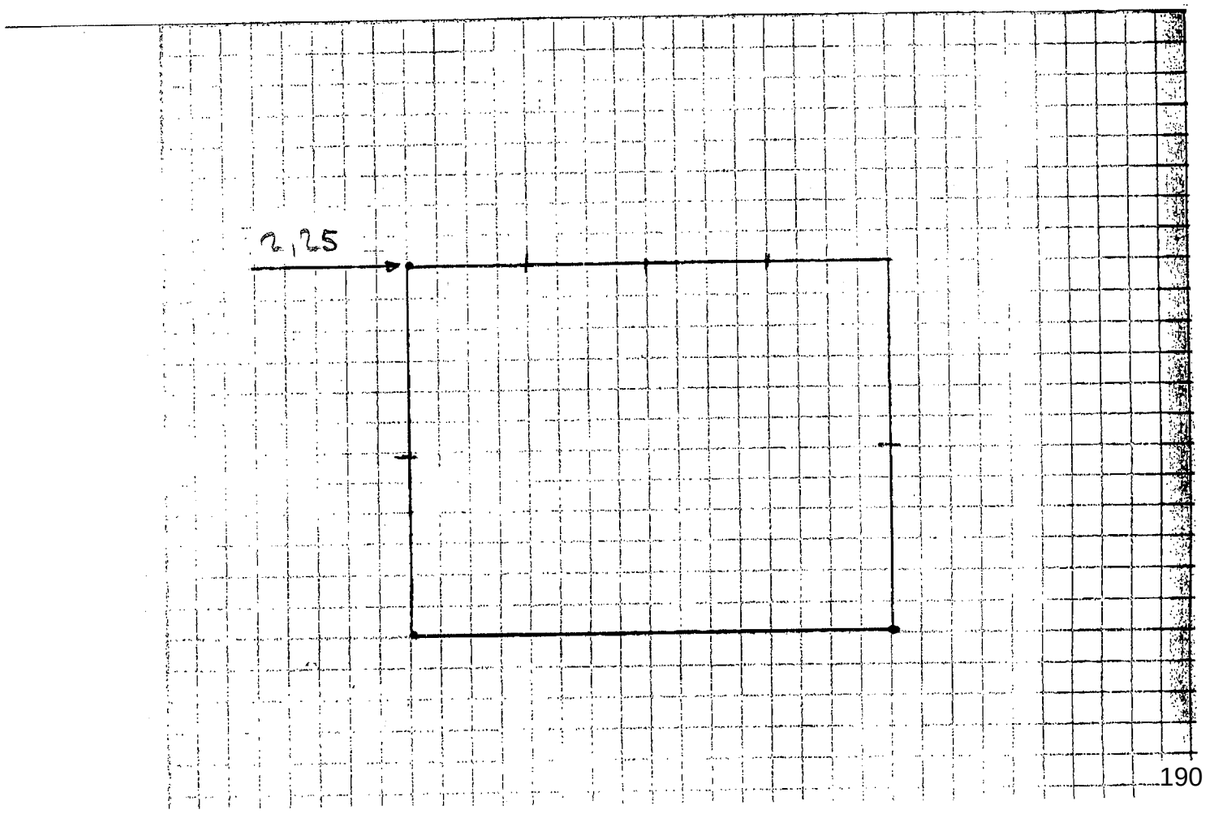
HIPOTESIS 13



HIPOTESIS 14



HIPOTESIS 15



NOTAS PRELIMINARES AL DIMENSIONAMIENTO.

Todos los momentos flectores obtenidos en el proceso de cálculo están referidos al centro de la sección, por lo que se han aumentado con el correspondiente al axíl para referirlo a la armadura de tracción.

Los momentos de empotramiento corresponden al centro de la sección, por lo que se han referido a la sección situada a: 0,25 - 0,15x0,50= 0,175 m. del eje considerado.

Los esfuerzos cortantes máximos corresponden igualmente al centro de la sección, por lo que se han referido a la sección situada a: 0,25 + 0,46= 0,71 m.

En todo caso estos esfuerzos cortantes son resultado de la aplicación del coeficiente de impacto a las cargas móviles, que si bien en la Instrucción Española es igual para los momentos flectores que para los cortantes, en las fichas de la UIC es diferente, pasando de 1,0574 a 1,0000 para la estructura que nos ocupa. Por ello estaremos del lado de la seguridad comprobando la validez de los resultados del ordenador.

ASUNTO	FECHA	REF.	HOJA 1 -

DIMENSIONAMIENTO A FLEXION Y CORTANTE.

A partir de los esfuerzos mas desfavorables obtenidos, se dimensionan las armaduras necesarias en cada sección, verificando la aplicación de la Instrucción EH-91, comprobando el cumplimiento del estado limite de fisuración y las tensiones que se transmiten al terreno de cimentación.

1.- ESFUERZOS MAXIMOS.

a/ Hastiales. Inferior Barra 1 - Nudo 1 - C.19

Nd = 70,715 t/m. Vd = 45,762 t/m Md = 102,618 mt/m (-)

Superior. Barra 8 - Nudo 9 - C.19

Nd = 73,149 t/m. Vd = 29,144 t/m. Md = 92,160 mt/m (-)

Cumbre. Barra 1 - Nudo 2 - C.3

Nd = 51,217 t/m Vd: — Md = 25,975 mt/m (+)

b/ Losa Superior. Cara Superior Barra 6 - Nudo 9 - C.19

Nd = 34,929 t/m Vd = 62,629 t/m. Md = 78,719 mt/m (-)

Cara Inferior Barra 4 - Nudo 5 - C.5

Nd = 19,730 t/m Vd = — Md = 82,737 mt/m (+)

c/ Losa Inferior. Cara Inferior. Barra 9 - Nudo 1 - C.19

Nd = 37,109 t/m Vd = 52,771 t/m Md = 59,603 mt/m (-)

Cara Superior Barra 13 - Nudo 14 - C.5

Nd = 27,867 t/m Vd = — Md = 81,136 mt/m (+)

ASUNTO	FECHA	REF.	HOJA 2 -

2.- ARMADURAS.

a/ Hastiales.

Armadura Exterior Inferior. $V_R = 1,00 \times 0,46 \times 0,9 \times 2500/1,5 = 690$ t/m

$\mu = 102,618 / 0,46 \times 690 = 0,396$

$\nu = 70,715 / 690 = 0,102$

$\omega = 0,396 (1 + 0,396) - 0,102 = 0,450$

$V_R = 0,450 \times 690 = 228$ t/m.

3M barras 11 ϕ25 fyd (229,16 t/m) y Refuerzo ϕ16 a 20 cm (44,58 t/m)

Armadura Exterior Superior. $V_R = 690$ t/m

$\mu = 0,398$ $\nu = 0,102$ $\omega = 0,268$

$V_R = 0,268 \times 690 = 185$ t/m

3M barras 10 ϕ25 fyd (213,7 t/m) y Refuerzo ϕ16 a 20 cm (44,58 t/m)

Armadura Interior. $V_R = 690$ t/m

$\mu = 0,082$ $\nu = 0,074$ $\omega = 0,019$ $V_R = 10$ t/m

V_R mínimo vertical. $0,9 \times 150 \times 50 \times 2,1/1,15 \times 100 = 19,96$ t/m

2M barras 5 ϕ16 fyd (44,58 t/m) y Refuerzo ϕ12 a 20 cm (23,98 t/m)

Comprobación a cortante.

$V_{cu} = 1,00 \times 0,46 \times 0,5 \times 10 \times \sqrt{250 \times 9}/1,5 = 38,12$ t/m

$V_f = 45,762 - 28,17 = 17,59$ t/m

cortante mínimo $0,02 \times 50 \times 100 = 33,33$ t/m

Refuerzo cercos de ϕ12 a 20 cm, cada 10 cm

$0,9 \times 0,46 / 0,20 \times 5 \times 0,79 \times 4,2 = 34,34$ t/m > 33,33 t/m

b/ Losa superior.

Armadura Exterior. $V_R = 1,00 \times 0,46 \times 2800/1,5 = 769$ t/m

$\mu = 0,222$ $\nu = 0,045$ $\omega = 0,227$

Uf: 0,227 · 767 = 174 t/m.

Armaduras longitudinales (212,7 t/m) y Reparto Ø16 a 20 cm (44,53 t/m)

Armadura Principal. Vc = 767 t/m

μ = 0,235 . ω = 0,026 . Uω = 0,264

Uf: 0,264 · 767 = 203 t/m

Armaduras longitudinales (212,7 t/m) y Reparto Ø16 a 20 cm (44,53 t/m)

Comprobación a cortante.

Vcu = 1,00 · 0,46 · 0,85 · 10 · √(350/1,5) = 29,69 t/m

Vf = 53,639 - 29,69 = 33,95 t/m

cuantía mínima. 0,02 · 6 · fcd = 22,22 t/m

Armaduras longitudinales cuelgo Ø16 a 20 cm, cada 20 cm

0,9 · 0,46 · 20,20 = 5 · 0,20 · 4,2 = 84,84 t/m = 33,93 t/m

c/ Losa Inferior.

Armadura Inferior Vc = 767 t/m

μ = 0,254 . ω = 0,048 . Uω = 0,271

Uf: 0,271 · 767 = 207 t/m

Armaduras longitudinales (212,7 t/m) y Reparto Ø16 a 20 cm (44,53 t/m)

Armadura Superior. Vc = 767 t/m

μ = 0,230 . ω = 0,036 . Uω = 0,247

Uf = 0,247 · 767 = 189 t/m

Armaduras longitudinales (212,7 t/m) y Reparto Ø16 a 20 cm (44,53 t/m)

Comprobación a cortante.

Vcu = 1,00 · 0,46 · 0,85 · 10 · √(350/1,5) = 29,69 t/m

Vf = 52,231 - 29,69 = 22,58 t/m

cuantía mínima. 0,02 · 6 · fcd = 22,22 t/m

Armaduras cuelgo del Ø16 a 20 cm, cada 20 cm.

0,9 · 0,46 · 20,20 · 5 · 0,20 · 4,2 = 84,84 t/m = 33,93 t/m

LAS ARMADURAS EN LAS LOSAS SE DISPONDRAN PARALELAS A SUS LADOS DE MODO QUE NO FORMEN MALLA ORTOGONAL.

3.- TENSIONES.

Las tensiones máximas que se transmiten al terreno son:

Axil máximo, hueco 7 - barra 29 - combinación 14

Nd = 1417 t/m.

σ = 14,17 · 1,6 / 0,75 = 24,83 t/m²

La carga transmisible por el: 2,00 // 7,90 + 3,53 = 0,6912 del total

Luego: 24,83 (1 - 0,6912) / 1,0574 + 24,83 · 0,6912 = 24,41 t/m²

Peso propio de la losa inferior. 0,5 · 2,5 = 1,25 t/m²

Tensión máxima. σ = 24,41 + 1,25 = 25,66 t/m²

Tensión admisible del terreno. σadm = 25,65 / 1,30 = 19,74 t/m²

Dejará el Informe Geotécnico, la tensión admisible del terreno no es de 3,0 kp/cm² por lo que una vez hechas todas las comprobaciones correspondientes, con la estructura

COMPROBACION DEL ESTADO LIMITE DE FISURACION.

La disposición de la obra, en cuanto a las condiciones medioambientales se refiere, da lugar a las siguientes reflexiones:

a- Su situación, referida a la zona de ubicación, enmarca a la estructura en un medio exterior normal (no agresivo).

b- El terreno circundante y el de asiento de la estructura, puede considerarse como agresivo a tenor de lo expresado en las condiciones generales del Informe Geotécnico y por lo tanto las aguas pueden resultar ligeramente acidas en su discurrir por el terreno natural.Ahora bien, los terraplenes proceden de prestamos diferentes en su composición al terreno natural y la obra de fábrica estará envuelta por las cuñas de transición, de calidad más estricta y que al ser más drenante, dificultará la posibilidad de que las aguas agresivas lleguen a los paramentos. Es decir:

Las caras de la obra en contacto solo con la atmosfera están claramente en Ambiente II.

Las caras del trasdos de los hastiales estarán en contacto con las cuñas de transición y la cara superior de la losa superior estará en contacto con el subbalasto con remotas posibilidades de que el agua de escorrentía llegue a ellas.

La losa inferior se apoya en el hormigón de limpieza, que actúa a modo de incremento del recubrimiento aumentando la protección de las armaduras inferiores. La cara superior de ésta losa está sometida al peso de las tierras y al firme del camino que pasa por la estructura, de modo que los esfuerzos se verán reducidos y por tanto la fisuración. Por todo ello podemos tambien considerar a todas éstas caras como inmersas en un Ambiente II, con la condición de efectuar una protección de los paramentos mediante impermeabilización superficial de los mismos.

ASUNTO	FECHA	REF.	HOJA 1-

Comprobacion de fisuracion en las diferentes secciones en Ambiente II.

Hastiales. Armadura Exterior Inferior.

ϕ 25 mm. c/ 20 mm. $\rho = 11 \times 4{,}91 / 100 \times 20 = 0{,}010802$

Tensión de servicio máx. $\sigma = 0{,}80 \cdot \frac{5.100}{1{,}6 \times 1{,}15} \cdot \frac{228}{239{,}46} = 2.111$ kp/cm²

Tensión de trabajo máx. $\sigma_s = (100 \cdot 0{,}010802 \cdot 2) \sqrt{10/1{,}65} \cdot 1000 = 2.631$ kp/cm² > σ_s

Losa Superior. Cara Exterior.

ϕ 25 mm. c/ 20 mm. $\rho = 10 \times 4{,}91 / 100 \cdot 20 = 0{,}009820$

Tensión de servicio máx. $\sigma = 0{,}80 \cdot \frac{5.100}{1{,}6 \times 1{,}15} \cdot \frac{203}{239{,}46} = 2.068$ kp/cm²

Tensión de trabajo máx. $\sigma_s = (100 \cdot 0{,}009820 \cdot 2) \sqrt{10/1{,}5} \cdot 1000 = 2.579$ kp/cm² > σ_s

Losa Superior. Cara Interior.

ϕ 25 mm c/ 20 mm. $\rho = 11 \times 4{,}91 / 100 \cdot 20 = 0{,}010802$

Tensión de servicio máx. $\sigma = 0{,}80 \cdot \frac{5.100}{1{,}6 \times 1{,}15} \cdot \frac{207}{239{,}46} = 1.917$ kp/cm²

Tensión de trabajo máx. $\sigma_s = (100 \cdot 0{,}010802 \cdot 2) \sqrt{10/1{,}27} \cdot 1000 = 2.631$ kp/cm² > σ_s

De todas las secciones, la que tiene mayor tensión de servicio con respecto a la de encuentro en Ambiente II, es la inferior del hastial.

Anchura característica de la fisura máxima.

$W_k = 0{,}10 \cdot 40/25 = 0{,}15$ mm

$\sigma_s = 2.111$ kp/cm²

$W_k = 1{,}7 \times S_m \cdot \varepsilon_{sm} \geq 0{,}15$ mm

$S_m = 2 \times 40 + 0{,}20 \times 91 + 0{,}4 \times 0{,}125 \frac{25 \times 91 \times 125}{4{,}91 \times 100^2} = 127{,}16$ mm

$\varepsilon_{sm} = \frac{2.111}{2{,}1 \times 10^6} \left[1 - \frac{0{,}2}{2{,}5 \times 0{,}4} \left(\frac{461}{2.111}\right)^2\right] = 0{,}000981 \pm 0{,}000415$

$W_k = 1{,}7 \times 127{,}16 \times 0{,}000981 = 0{,}212$ mm.

SG-26

ASUNTO: PASO INFERIOR Nº 4 | FECHA | REF. | HOJA 1

ALETAS.

Las aletas tienen longitudes variables con trasdós de altura constante 6,30 y 1,00 m. de modo que la altura a considerar en el cálculo es de: (6,30-1,00) 2/3 + 1,00 = 4,80 m. más los 0,50 m. del canto de la zapata, la que tiene una altura total de 5,30 m.

El trasdós de la zapata también es variable, siendo el talón de 3,00 a 0,50 m. de modo que el ancho de cálculo compatible con la altura obtenida anteriormente es de: (3,00-0,50) 2/3 + 0,50 = 2,17 m. más los 0,50 m. del ancho del frontal, más los 0,50 m. de la puntera, que tiene un ancho total de 3,17 m.

La altura más desfavorable forma con la horizontal un ángulo de: 90 - 81,88 + 15 = 23,12°, luego el ángulo entre la horizontal con el que se calcula asciende a: 23,12° + arc tg 1/2 / 90° = 6,32°, considerando $\varphi = 25°$, $\delta = 0$ y bilineal, el coeficiente de empuje activo horizontal es de: 0,3873.

Comprobación de las aletas así definidas.

Empuje. $\frac{1}{2} \times 1,9 \times 5,30^2 \times 0,3873 = 9,53$ t/m

Mto. de vuelco. $9,53 \times 5,30/3 = 16,84$ mt/m

Peso. 30,29 t/m

Mto. estabilizador. 52,92 mt/m.

Coeficiente de estabilidad al vuelco. $C_V = 52,92/16,84 = 3,14$

Coeficiente estabilidad real/previsto. $C_E = 30,29 \cdot 2,5/9,53 = 1,59$

Tensiones. $e_G = 1,191$ m. $e_0 = 0,391$ m.

$$\sigma = \frac{30,29}{3,17}\left(1 \pm \frac{6 \times 0,391}{3,17}\right) = \begin{cases} 16,68 \text{ t/m}^2 \\ 2,43 \text{ t/m}^2 \end{cases} \qquad \sigma_{adm} = 16,68/1,30 = 12,83 \text{ t/m}^2$$

ASUNTO | FECHA | REF. | HOJA 2

Adoptando H-200 y AEH-500 y c = 40 mm. las ARMADURAS son:

a-Hastial.

$M = \frac{1}{2} \times 1,9 \times 4,80^2 \times 0,3873 \times 4,80/3 = 12,51$ mt/m $\qquad M_d = 12,51 \times 1,6 = 20,02$ mt/m

$U_R = 1,00 \times 0,46 \times 0,9 \times 2000/1,5 = 552$ t/m $\qquad U_d = 46$ t/m

Dispondremos en la cara del trasdós.

En vertical $\qquad 10\ \phi\ 12$ cm. $= 50,16$ t/m

En horizontal $\qquad \phi\ 12$ a 20 cm. $= 17,42$ t/m

Dispondremos en la cara libre.

En vertical $\qquad 5\ \phi\ 10$ cm. $= 17,42$ t/m

En horizontal $\qquad \phi\ 10$ a 20 cm. $= 17,42$ t/m

b-Zapata-Puntera.

$M = 16,68 \times 0,50^2/2 = 2,09$ mt/m $\qquad M_d = 2,09 \times 1,6 = 3,34$ mt/m

$U_R = 1,00 \times 0,46 \times 2000/1,5 = 613$ t/m $\qquad U_d = 7$ t/m

Dispondremos como armadura inferior principal. $5\ \phi\ 10$ cm. $= 17,42$ t/m

y como reparto $\phi\ 10$ a 20 cm. $= 17,42$ t/m

c-Zapata-Talón.

$M = (2,50 \times 1,9 + 0,50 \times 1,5) \cdot 2,17^2/2 + 0,5354 \times 1,447 = 25,19$ mt/m

$M_d = 25,19 \times 1,6 = 40,30$ mt/m. $\qquad U_R = 1,00 \times 0,46 \times 2000/1,5 = 613$ t/m

$U_d = 0,97 \cdot \frac{40,30}{0,46}\left(1 + \frac{40,30}{0,46 \times 613}\right) = 97$ t/m

Dispondremos como armadura superior principal $5\ \phi\ 25$ cm. $= 108,85$ t/m

y como reparto $\phi\ 10$ a 20 cm. $= 17,42$ t/m

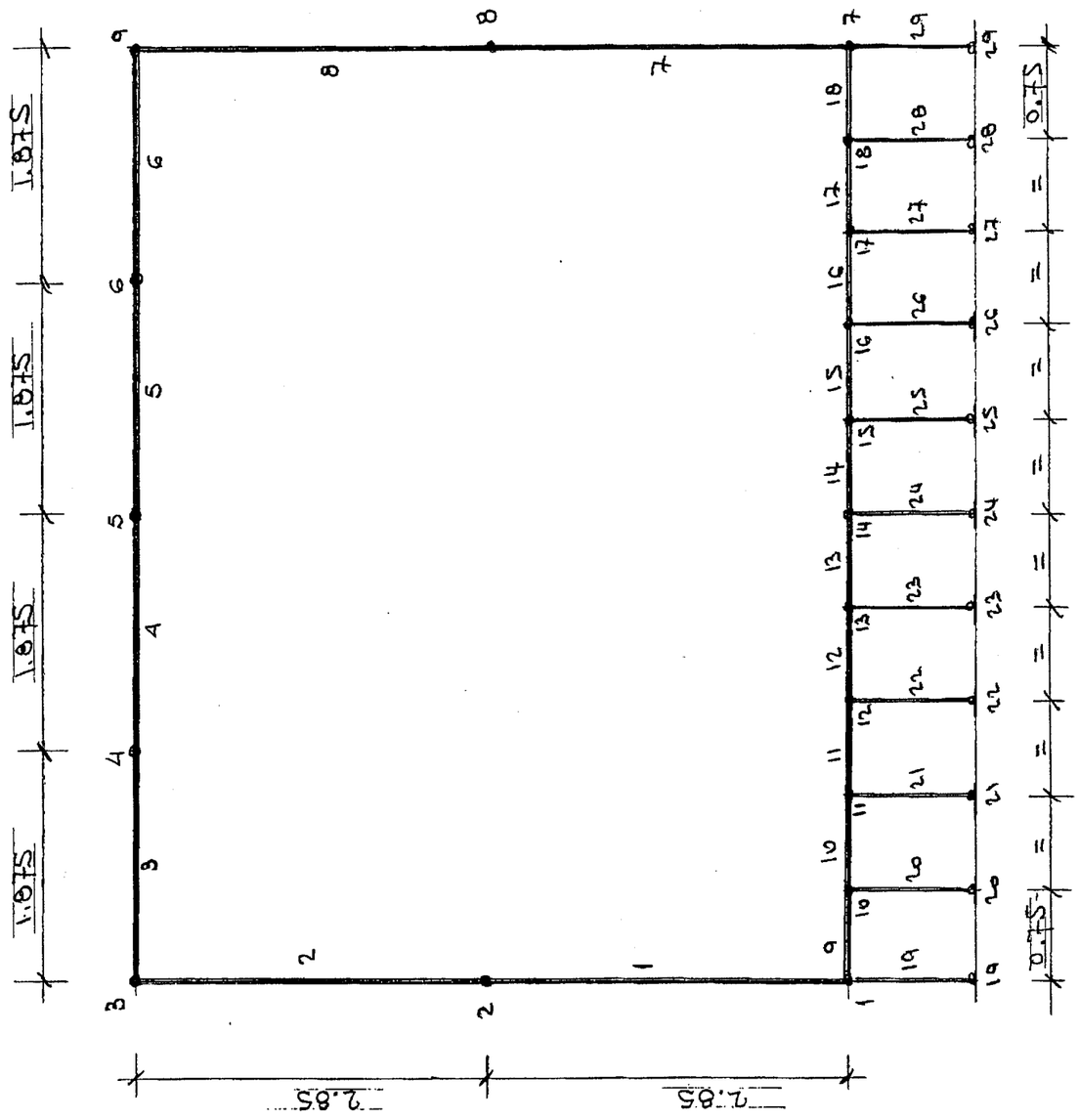
PASO INFERIOR Nº 5

Nº DE BARRAS . 29

Nº DE NUDOS . 29

ANCHO DE B. MATRIZ RIGIDEZ. 69

Nº DE HIPOTESIS . 15



MODULO ELASTICIDAD HORMIGON, 3.004.164 t/m²

ASUNTO	FECHA	REF.	HOJA

DEFINICION DE BARRAS.

Barras 19 y 29 (Ficticias).

Módulo de Balasto $\mu = 1.000$ t/m³

Area de influencia. $\Omega = 1,00 \times 0,75/2 = 0,375$ m²

Módulo Elasticidad H. $E = 3.004.164$ t/m²

$F = \mu \times \Omega = 1.000 \times 0,375 = 375$ t.

$L = 1(m) \frac{1,00 \times 0,375}{210} \times \frac{3.004.164}{375} = 14,31$ m.

$A_x = 1,00 \times 0,375/210 = 0,001786$ m²

$I_2 = 10^{-8}$ m⁴

Barras 20 a 28 (Ficticias)

$F = \mu \times \Omega = 1.000 \times 0,75 = 750$ t.

$L = 1(m) \frac{1,00 \times 0,75}{210} \times \frac{3.004.164}{750} = 14,31$ m

$A_x = 1,00 \times 0,75/210 = 0,003571$

$I_2 = 10^{-8}$ m⁴

Resto de Barras.

$A_x = A_y = 1,00 \times 0,50 = 0,50$ m²

$I_2 = \frac{1}{12} \times 1,00 \times 0,50^3 = 0,010417$ m⁴

ASUNTO | FECHA | REF. | HOJA

ANALISIS DE CARGAS.

Los datos de partida que nos permitirán formular un reparto de cargas uniforme, en sentido longitudinal y transversal, en función del efecto distribuidor del sistema: carril-traviesa-balasto-subbalasto y del propio diintel, son:

Separación entre ejes carriles (1,435+0,074)	1,509 m
Altura carril de 60 kg/ml	0,172 m
Ancho patín carril de 60 kg/ml	0,150 m
Altura traviesa monobloque	0,222 m
Ancho traviesa monobloque	0,300 m
Espesor mínimo de balasto bajo traviesa	0,300 m
Espesor de sub-balasto	0,801 m
Distancia cota carril a losa superior	1,195 m
Entrevía mínima	4,500 m
Separación cargas exteriores tren Renfe	3,000 m
Separación cargas exteriores tren UIC	4,800 m

Mediante reparto longitudinal de cargas obtenemos, en el eje de la losa superior, unas longitudes de reparto de:

Renfe. $n_1 = 2(0,300/2 + 0,801/\operatorname{tg} 35° + 0,500/2) = 1,068$ m

$n_2 = 3,00 + 1,068 = 4,068$ m

UIC $n_1 = 2(0,300/2 + 0,801/\operatorname{tg} 35° + 0,500/2) = 1,068$ m

$n_2 = 4,80 + 1,068 = 5,868$ m

Mediante reparto transversal de cargas obtenemos, en el eje de la losa superior, un ancho de reparto de:

1 vía. $m_1 = 1,509 + 2(0,150/2 + 0,222 + 0,801/\operatorname{tg} 35° + 0,500/2) = 2,871$ m.

SG-26

ASUNTO | FECHA | REF. | HOJA

2 vías. Dos anchos de 2,871 m. separados 4,50 m., entre sus centros.

No habrá superposición de efectos entre vías hasta que su separación sea igual o menor a 2,871 m. valor muy compatible con las circulaciones.

COEFICIENTE DE IMPACTO.

Masa: $(0,50 \times 2,5 + 1,195 \times 1,2)/9,8 = 334,842$ kg/m·m·kg^2

Longitud $= 7,50$ m

$I = \frac{1}{12} \times 1,50 \times 0,5^3 = 0,015417$ m^4

$E = 3,004 \times 10^9$ kg/m^2

$V = 200$ km/h $= 55,56$ m/seg. Máxima velocidad 5.5.

$R_c = 0,015417 / 4,50 = 0,001689$

$R_v = 0,015417 / 7,50 = 0,001826$ $\int CR = 0,431768875$

$C = 3,56 - 0,431768875 (3,56 - 1,52) = 2,701$

$\frac{1}{T} = 2,701 \sqrt{3,004 \times 10^9 \times 0,015417 / 334,842 \times 7,5^4} = 14,6791$ seg^{-1}

$u = 55,56 \times 0,06812395 // 2 \times 7,50 = 0,25283113$

$\gamma = 55 \times 0,25283113 / 1 - 0,25283113 + 0,25283113^2 = 20,22$

$\gamma = 1,2022$

Según la Ficha de la UIC - para momentos flectores.

$\phi_1 = \frac{1,44}{\sqrt{L\phi} - 0,2} + 0,82$, Dado que $L\phi = \frac{2,44 \times 8}{3} \times 1,2 = 8,19$ m.

$\phi_1 = 1,3610$

Reducción por espesor del relleno. $0,1 \times (H_T - 1,50) = 0,0023$

$\phi_2 = 1,3610 - 0,0023 = 1,3587$

SG-26

ASUNTO	FECHA	REF.	HOJA

CARGAS VERTICALES.

a - Carga permanente en losa superior

Peso propio 0,80 × 2,5 = 1,25

Carga muerta 1,195 × 1,7 = 2,03

TOTAL = 3,28 t/m²

b - Sobrecarga móvil de vía en losa superior

Reale. Tren Tipo A.

1 - 30 × 1,1022 / 1,068 × 2,871 = 11,26 t/m²

2 - 60 × 1,1022 / 2,568 × 2,871 = 9,74 t/m²

3 - 90 × 1,1022 / 4,068 × 2,871 = 9,26 t/m²

Reale. Tren tipo B.

1 - 12 × 1,1022 / 2,871 = 5,02 t/m²

U.I.C

1 - 25 × 1,2587 / 1,068 × 2,871 = 11,08 t/m²

2 - 50 × 1,2587 / 2,568 × 2,871 = 8,57 t/m²

3 - 75 × 1,2587 / 4,068 × 2,871 = 8,32 t/m²

4 - 100 × 1,2587 / 5,868 × 2,871 = 8,06 t/m²

5 - 8 - 1,2587 / 2,871 = 3,79 t/m²

I.I.C. SUR

1 - 15 × 1,2587 / 2,871 = 7,19 t/m²

c - carga permanente en bastiales.

Es debida a su peso propio y se reduce a una fuerza vertical hacia abajo de valor total 5,75 × 0,80 × 1,2 = 3,312 t/m

3,5625 t/m en cada muro del tramo

ASUNTO	FECHA	REF.	HOJA

CARGAS HORIZONTALES.

a - Frenado.

Reale. Tren tipo A.

$F_A = \frac{1}{3}(80 + 0,8 \times 80) / 15,98 = 1,42$ t/m

Reale. Tren tipo B.

$F_B = \frac{1}{3}(12 + 0,8 \times 12) \times 3,09 / 15,98 = 1,51$ t/m

U.I.C

$F_C = 0,35\,(100 + 100) / 15,98 = 3,32$ t/m

$F'_C = 0,35\,(8 + 8) \cdot (9,00 - 4,00) / 15,98 = 0,87$ t/m } 4,19 t/m

I.I.C. SUR

$F_D = 0,35\,(15 + 15) \cdot 3,00 / 15,98 = 3,98$ t/m

b - Carga permanente sobre bastiales.

Empuje Activo Superior $(1,195 + 0,20) \times 1,7 \times 0,33 = 0,81$ t/m

Empuje Activo Inferior $0,81 + 5,75 \times 1,9 \times 0,33 = 4,38$ t/m

Empuje Reposo Superior $(1,195 + 0,20) \times 1,7 \times 0,50 = 1,23$ t/m

Empuje Reposo Inferior $1,23 + 5,75 \times 1,9 \times 0,5 = 6,34$ t/m

c - Carga móvil sobre bastiales.

Empuje Activo Rectangular $3,00 \times 0,33 = 0,99$ t/m

Empuje Reposo Rectangular $3,00 \times 0,50 = 1,50$ t/m

HIPOTESIS DE CARGAS.

Las hipótesis de cargas consideradas, necesarias para su posterior combinación, se definen según el origen de la acción, de la normativa aplicada, el número de vias cargadas y la posición de la carga en el vano.

Hipótesis 01. Peso propio + Resto de carga permanente + Empuje activo.

Hipótesis 02. Peso propio + Resto de carga permanente + Empuje reposo.

Hipótesis 03. Empuje reposo de sobrecarga móvil.

Hipótesis 04. Sobrecarga tipo A de Renfe en un lateral.

Hipótesis 05. Sobrecarga tipo A de Renfe en el centro del vano.

Hipótesis 06. Sobrecarga tipo A de Renfe en el otro lateral.

Hipótesis 07. Sobrecarga tipo B de Renfe.

Hipótesis 08. Frenado tren tipo A de Renfe.

Hipótesis 09. Frenado tren tipo B de Renfe.

Hipótesis 10. Sobrecarga UIC en un lateral.

Hipótesis 11. Sobrecarga UIC en el centro del vano.

Hipótesis 12. Sobrecarga UIC en el otro lateral.

Hipótesis 13. Sobrecarga uniforme de la UIC.

Hipótesis 14. Frenado de sobrecarga puntual de la UIC.

Hipótesis 15. Frenado de sobrecarga uniforme de la UIC.

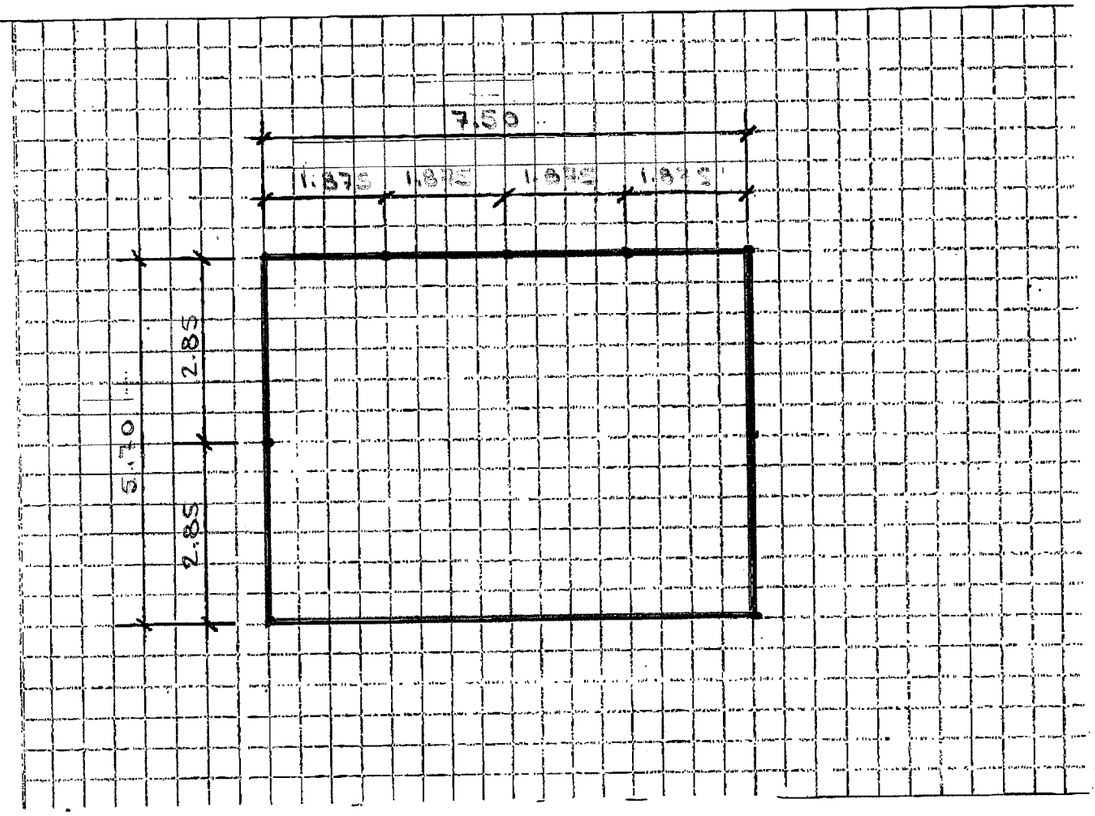
COMBINACION DE LAS HIPOTESIS DE CARGAS.

Para la aplicación del cálculo se combinan estas 15 hipótesis de carga de forma que se obtengan las situaciones más desfavorables en cada sección.

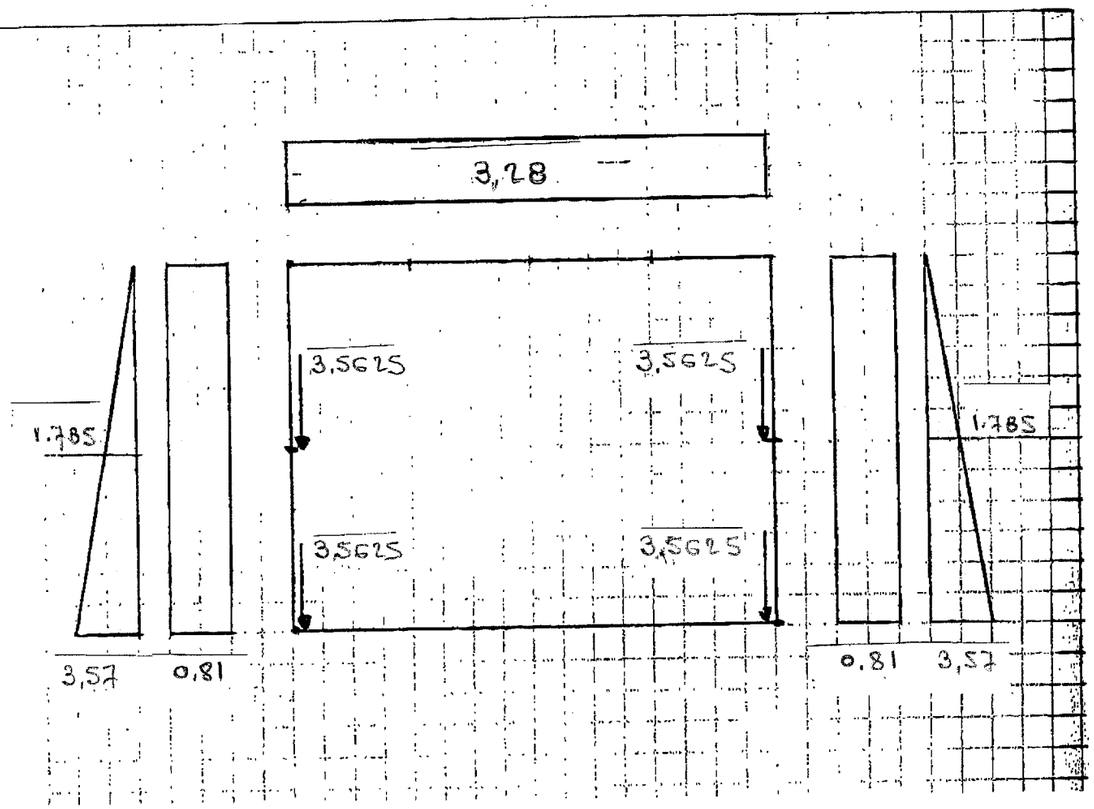
C-01	**H-01**	**E min. SC min.**
C-02	**H-02**	
C-03	**H-02 + H-03**	**E máx. SC min.**
C-04	**H-01 + H-04**	**E min. SC máx.**
C-05	**H-01 + H-05**	
C-06	**H-01 + H-06**	
C-07	**H-01 + H-07**	
C-08	**H-01 + H-10**	
C-09	**H-01 + H-11**	
C-10	**H-01 + H-12**	
C-11	**H-01 + H-13**	
C-12	**H-02 + H-03 + H-04 + H-08**	**E máx. SC máx.**
C-13	**H-02 + H-03 + H-05 + H-08**	
C-14	**H-02 + H-03 + H-06 + H-08**	
C-15	**H-02 + H-03 + H-07 + H-09**	
C-16	**H-02 + H-03 + H-10 + H-14**	
C-17	**H-02 + H-03 + H-11 + H-14**	
C-18	**H-02 + H-03 + H-12 + H-14**	
C-19	**H-02 + H-03 + H-13 + H-15**	

El cáculo se realiza con la implantación de los datos presentados anteriormente y los esfuerzos se obtienen con la aplicación del programa de Stress en estructura plana.

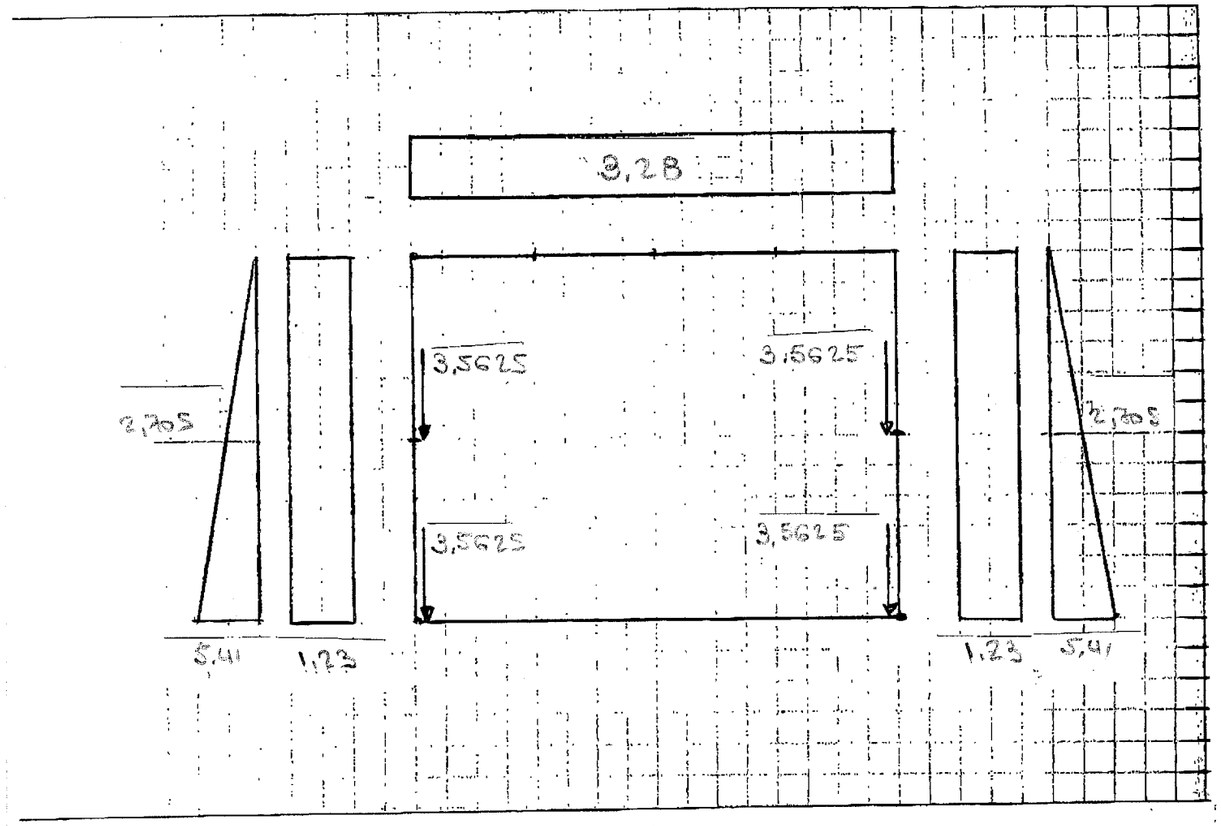
DEFINICION GEOMETRICA



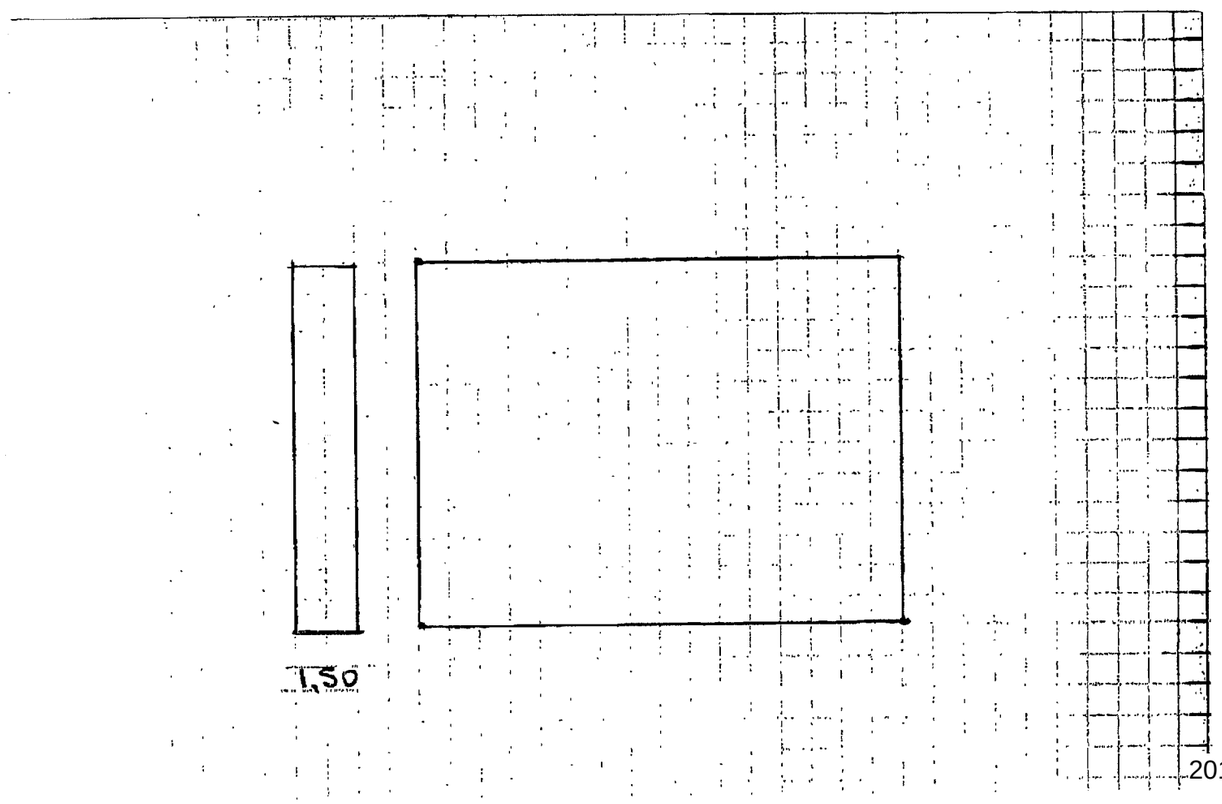
HIPOTESIS 1



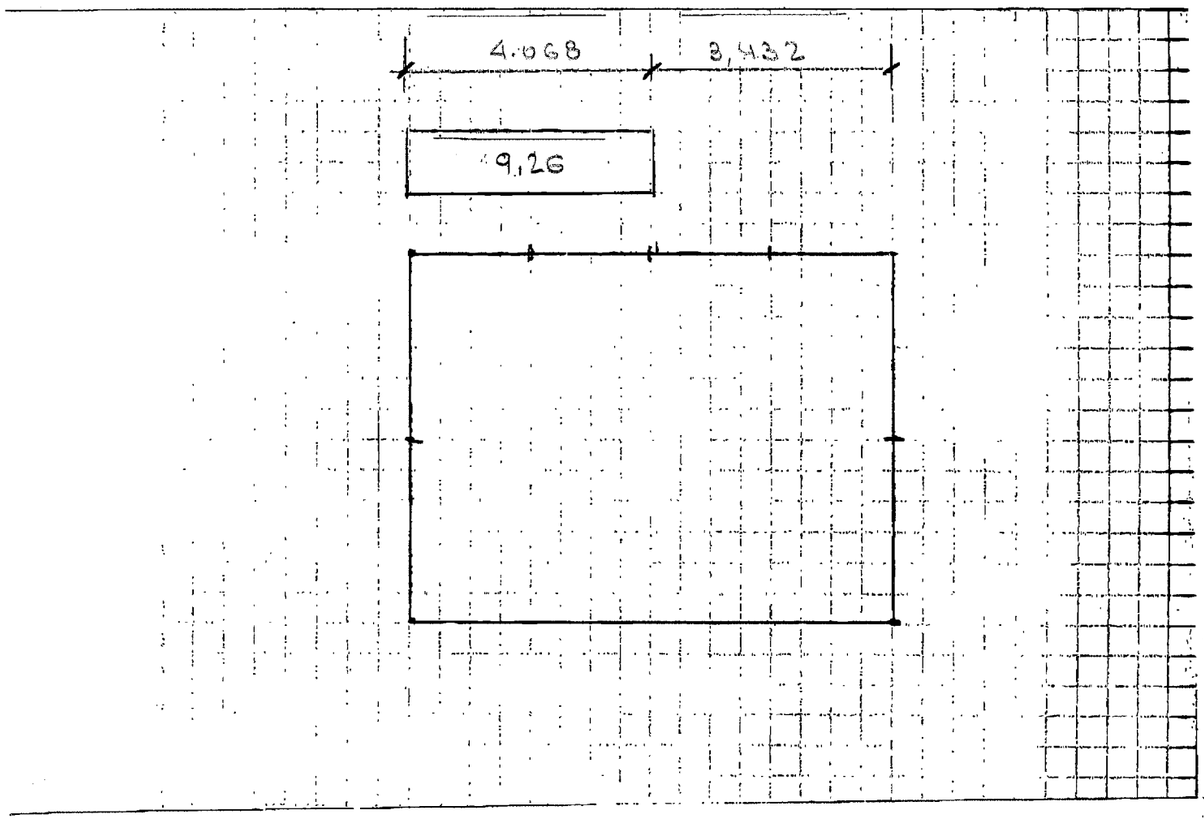
HIPOTESIS 2



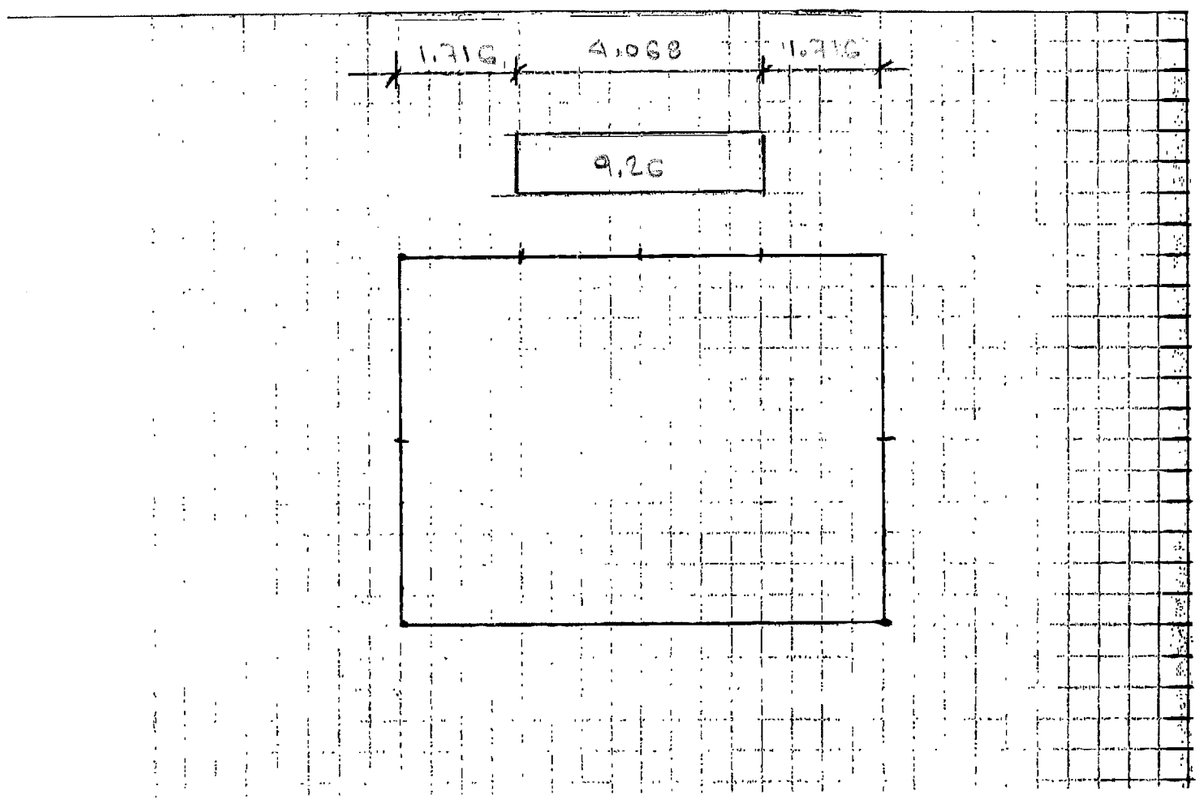
HIPOTESIS 3



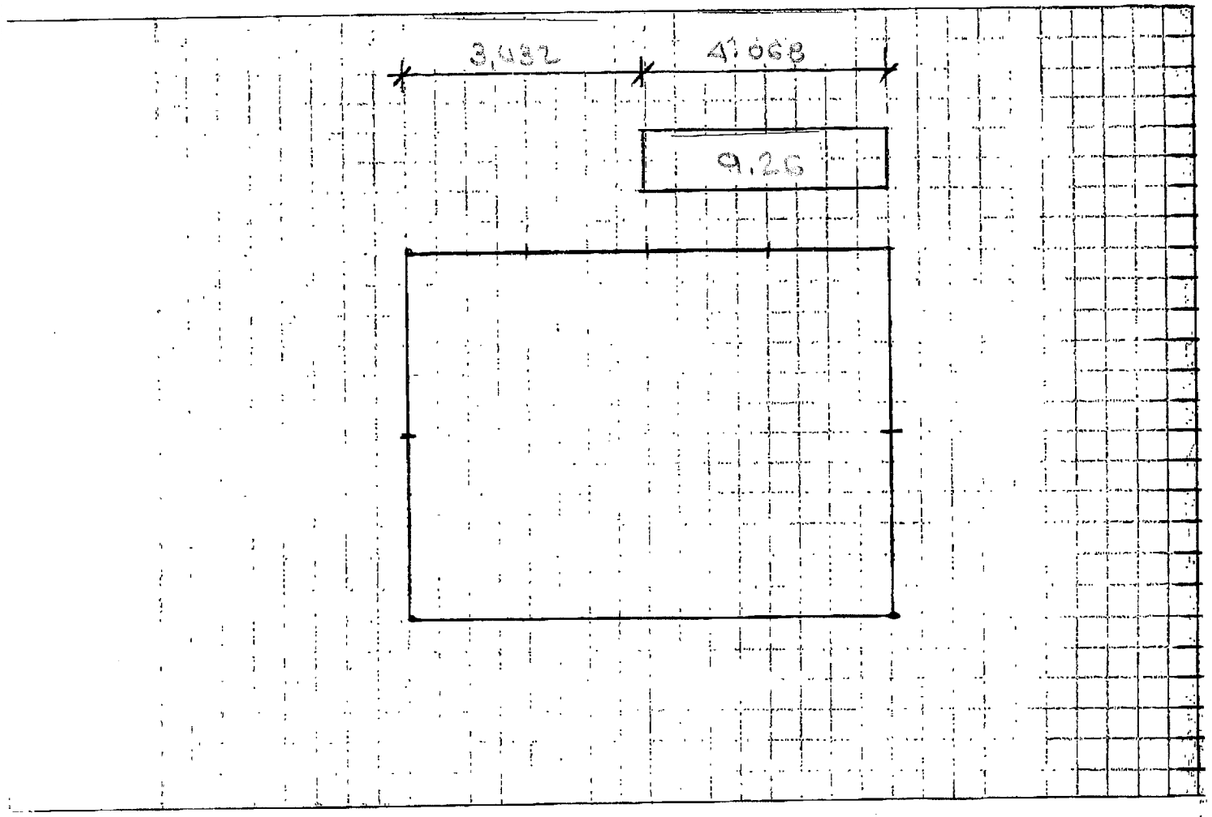
HIPOTESIS 4



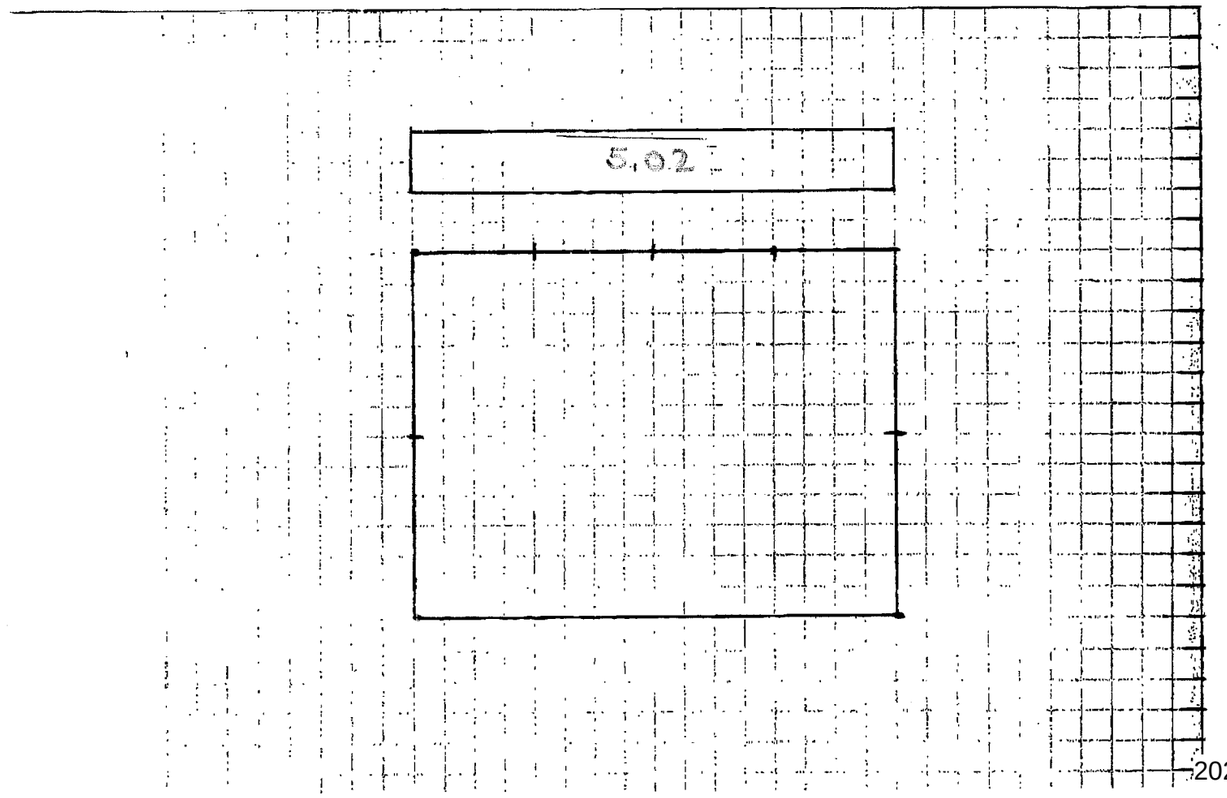
HIPOTESIS 5



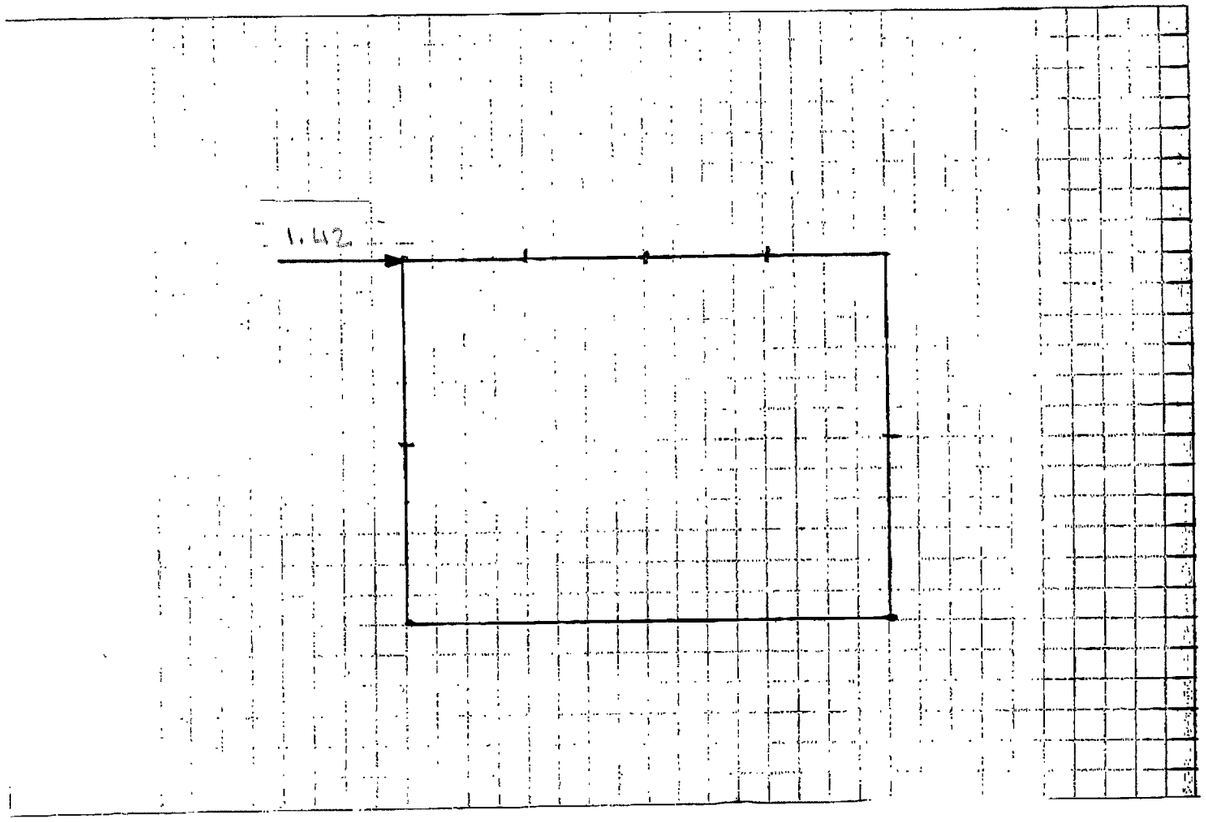
HIPOTESIS 6



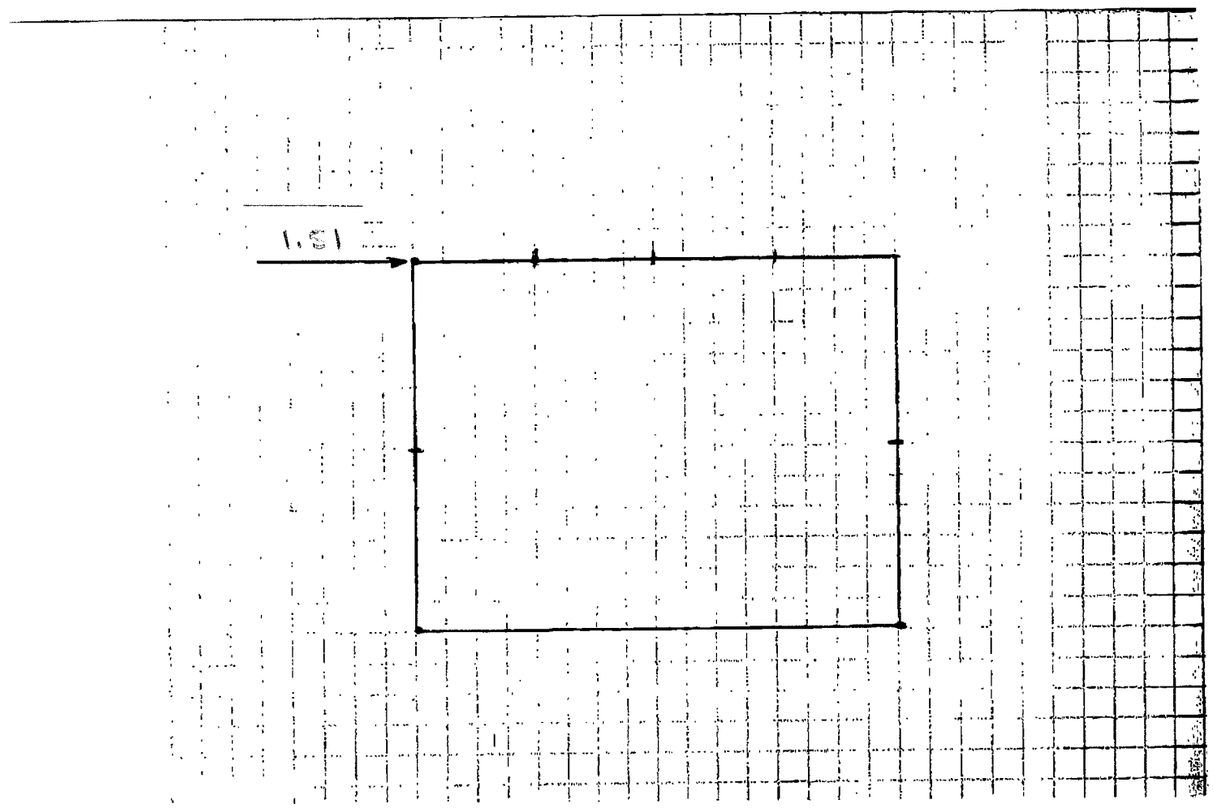
HIPOTESIS 7



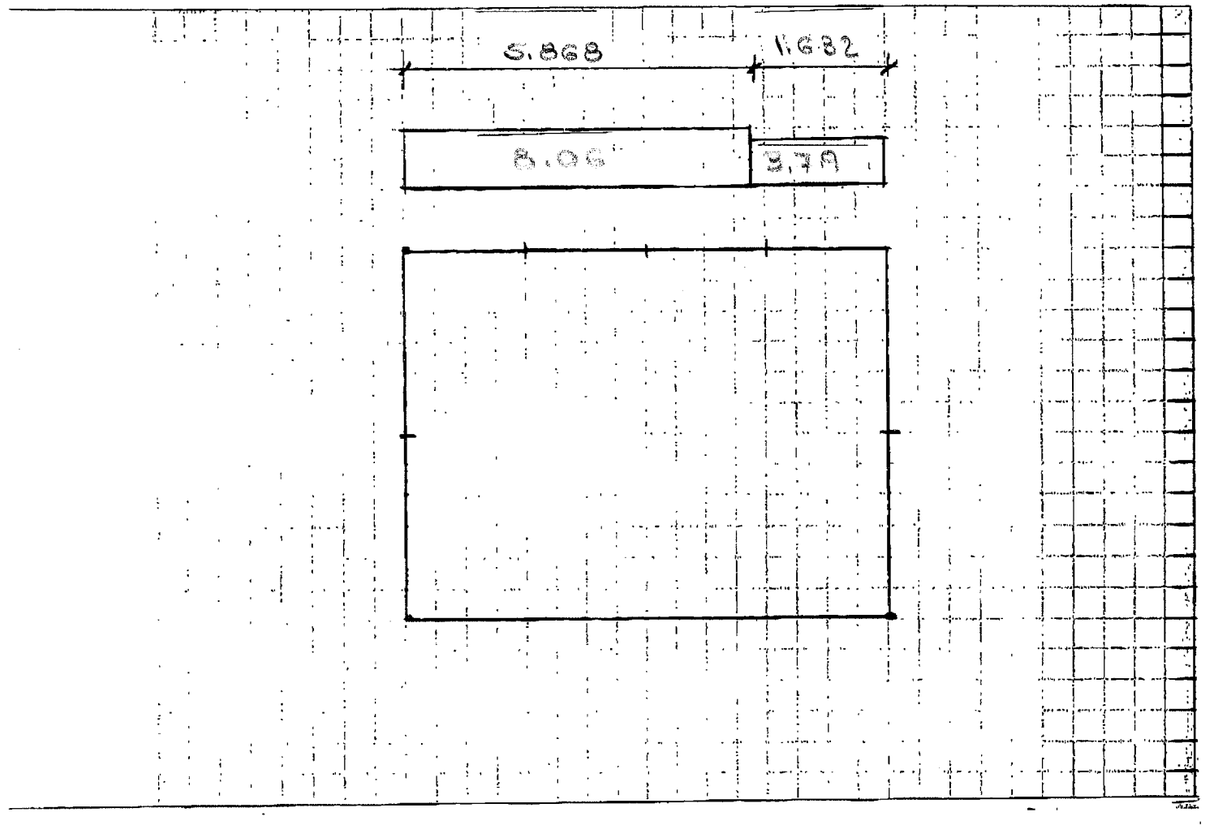
HIPOTESIS 8



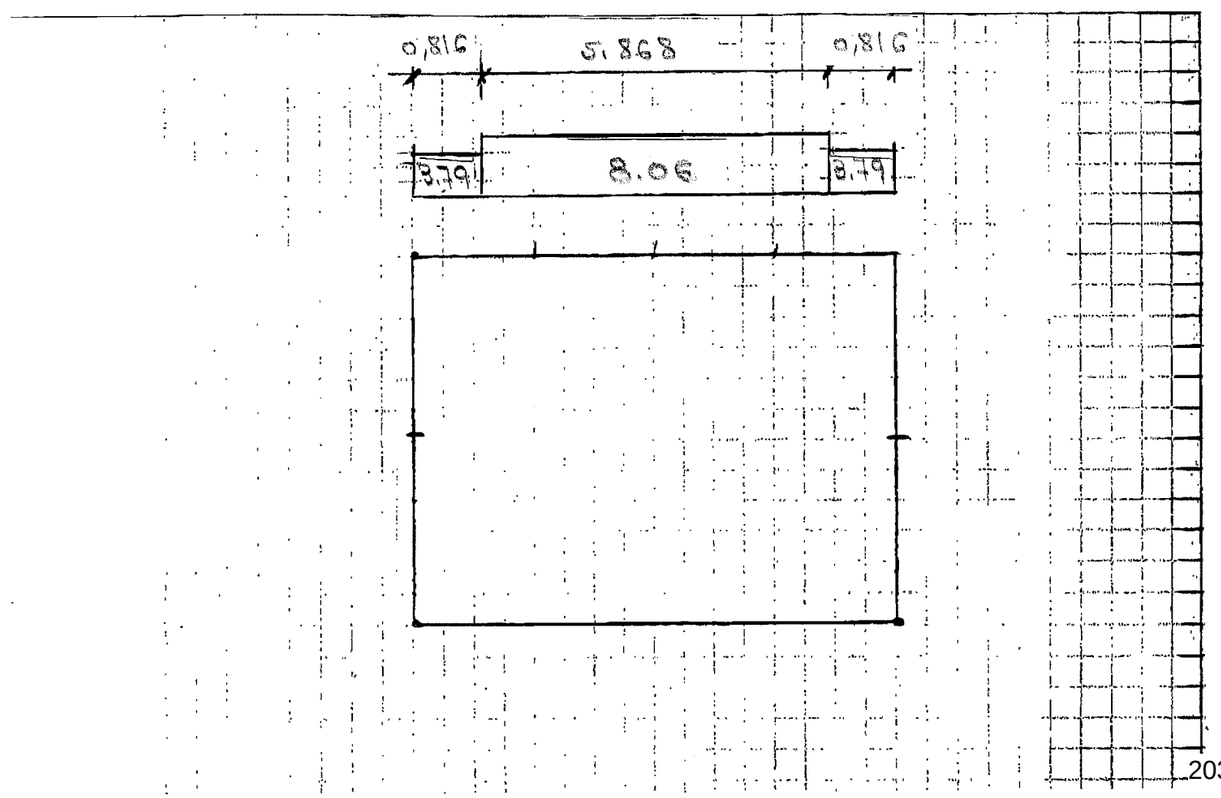
HIPOTESIS 9



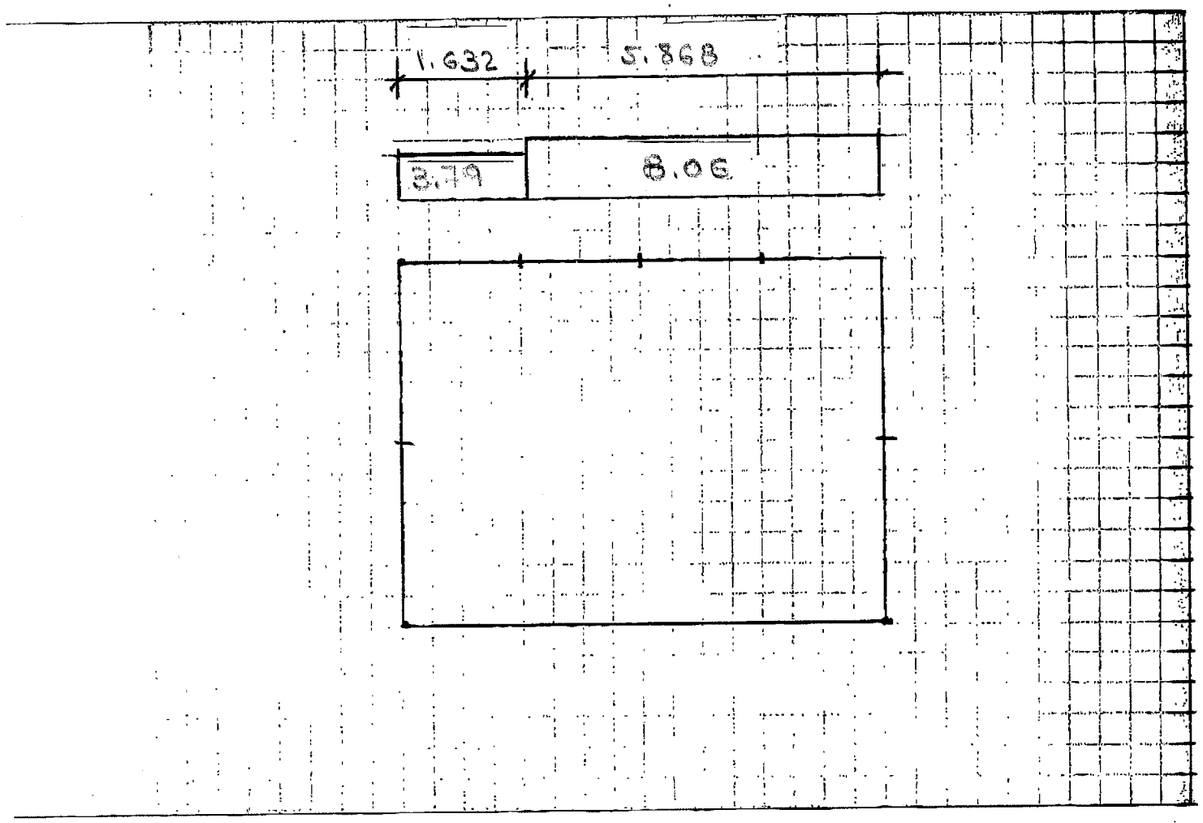
HIPOTESIS 10



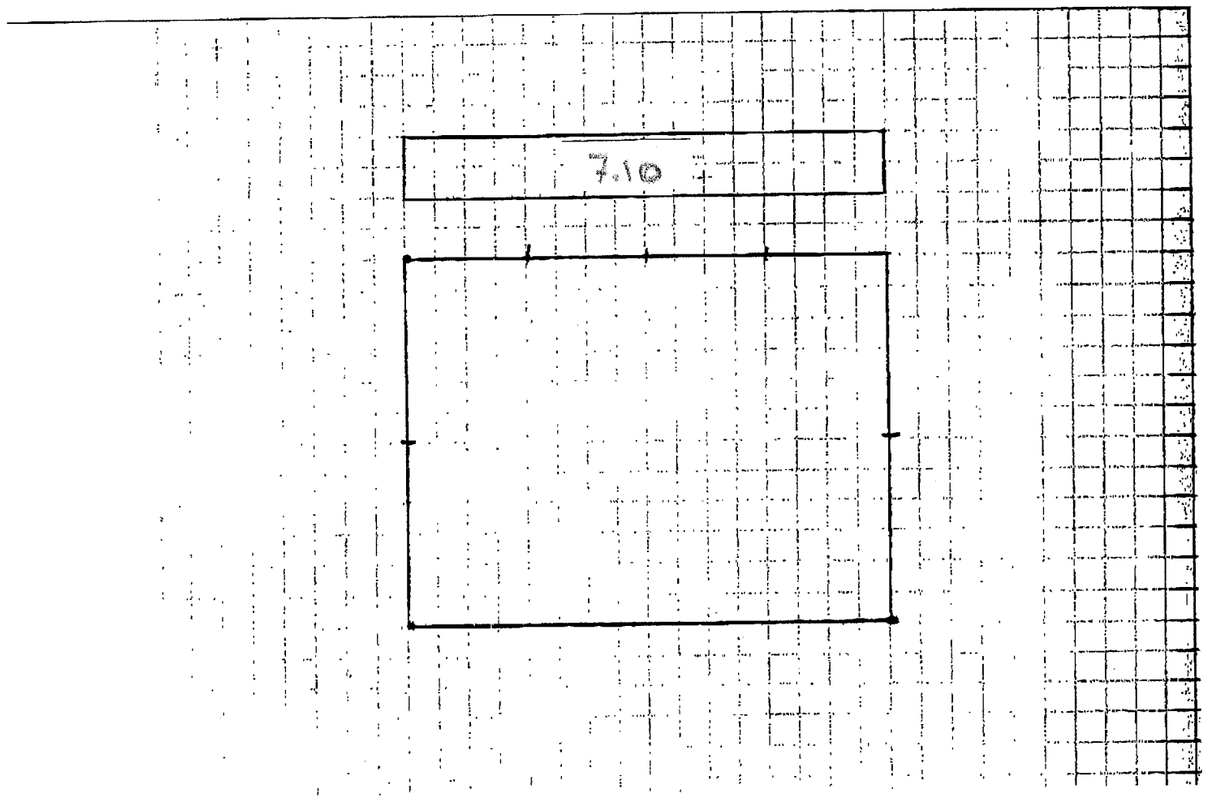
HIPOTESIS 11



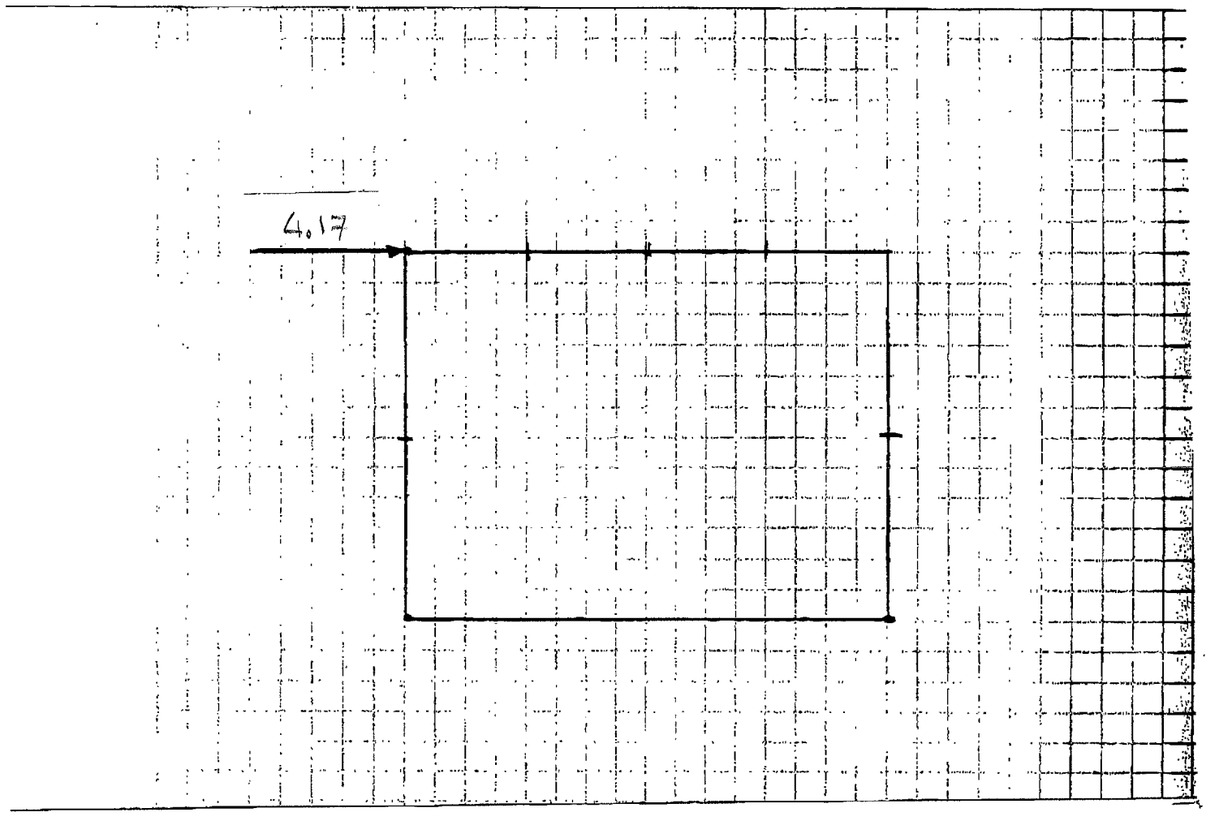
HIPOTESIS 12



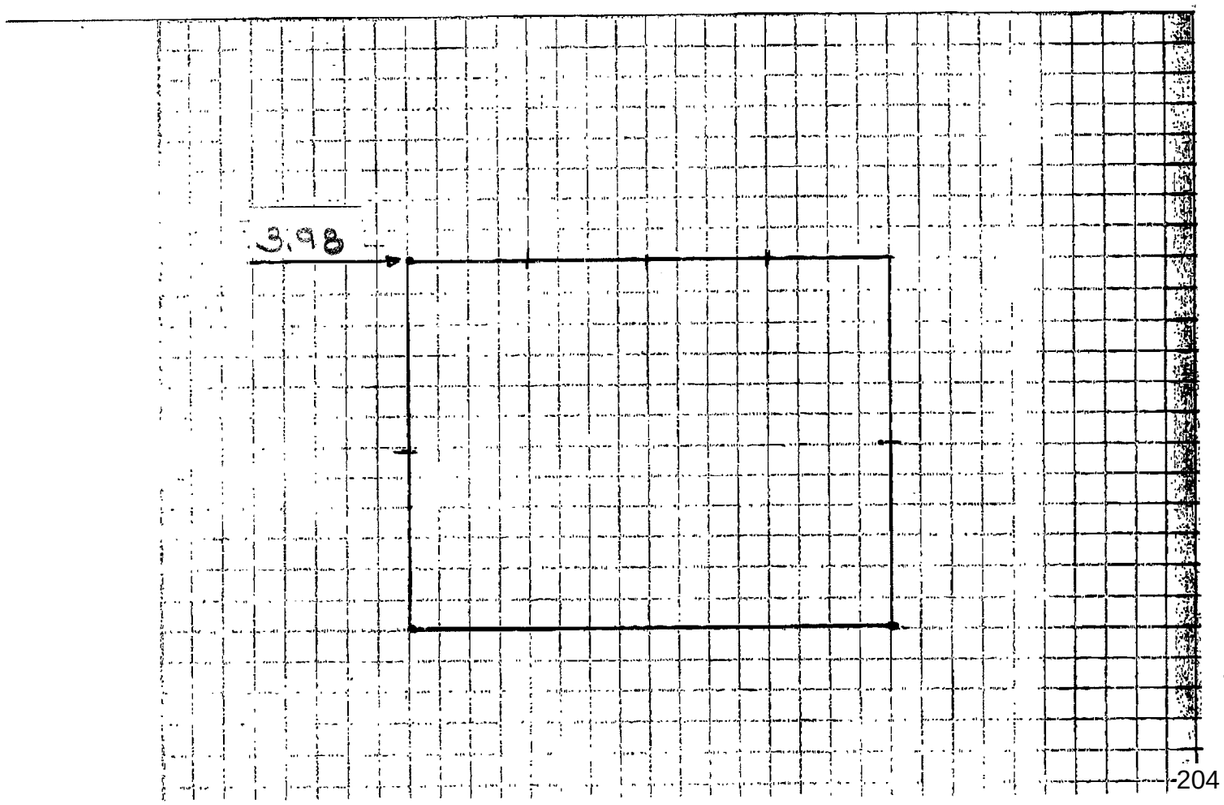
HIPOTESIS 13



HIPOTESIS 14



HIPOTESIS 15



NOTAS PRELIMINARES AL DIMENSIONAMIENTO.

Los momentos flectores obtenidos en el proceso de cálculo están referidos al centro de la sección, por lo que se ha aumentado con el correspondiente al axil para referirlo a la armadura de tracción.

Los momentos de empotramiento corresponden al centro de la sección, por lo que se han referido a la sección situada a: 0,25 - 0,15x0,50= 0,175 m. del eje considerado.

Los esfuerzos cortantes máximos corresponden igualmente al centro de la seeción, por lo que se han referido a la sección situada a : 0,25 + 0,46= 0,71 m.

En todo caso estos esfuerzos cortantes son resultado de la aplicación de un coeficiente de impacto a las cargas, que si bien en la Instrucción Española es igual que para los momentos flectores, en las fichas de la UIC es diferente, pasando de 1,3587 a 1,2384.

En cuanto a la determinación de las tensiones que se transmiten al terreno, decir que en el proceso de cálculo está inmerso el coeficiente de impacto en las cargas móviles, cuando no debería tenerse en cuenta. Ello supone que los valores obtenidos son mayores a los esperados en la realidad.

ASUNTO	FECHA	REF.	HOJA

DIMENSIONAMIENTO A FLEXION Y CORTANTE.

A partir de los esfuerzos más desfavorables obtenidos, se dimensionan las armaduras necesarias en cada sección, mediante la aplicación de la Instrucción EH-91, comprobando el cumplimiento del estado límite de fisuración, las tensiones que se transmiten al terreno en cimentación.

1.- ESFUERZOS MAYORES.

a/ Hastiales. Inferior. Barra 1 - Nudo 1 - C.16

Md = 67,776 t/m. Vd = 28,764 t/m Md = 88,733 mt/m (-)

Superior. Barra 8 - Nudo 9 - C.18

Md = 71,697 t/m Vd = 17,051 t/m Md = 84,385 mt/m (-)

Cubierta. Barra 1 - Nudo 2 - C.3

Md = 23,247 t/m Vd = — Md = 12,615 mt/m (+)

b/ Losa Superior. Cara Superior Barra 6 - Nudo 9 - C.18

Md = 19,985 t/m Vd = 50,795 t/m Md = 67,925 mt/m (-)

Cara Inferior Barra 4 - Nudo 5 - C.9

Md = 8,664 t/m Vd = — Md = 73,938 mt/m (+)

c/ Losa Inferior. Cara Inferior Barra 9 - Nudo 1 - C.16

Md = 15,902 t/m Vd = 45,550 t/m Md = 70,223 mt/m (-)

Cara Superior Barra 13 - Nudo 14 - C.9

Md = 15,003 t/m Vd = — Md = 73,267 mt/m (+)

ASUNTO	FECHA	REF.	HOJA

2.- ARMADURAS.

a/ Hastiales.

Armadura Exterior Inferior. Up = 1,00 x 0,46 x 0,90 x 2600 / 1,5 = 899 t/m

μ = 88,733 / 0,46 x 899 = 0,280

ω = 0,348 / 0,90 = 0,098

ω_1 = 0,280 (μ = 0,280) - 0,098 = 0,250

Up = 0,250 x 899 = 180 t/m

Disponemos 10 Ø 25 mm (245,44 t/m), Reparto Ø 12 a 20 cm (241,58 t/m)

Armadura Exterior Superior. Up = 899 t/m

μ = 0,264 ω = 0,104 ω_1 = 0,293

Up = 0,293 x 899 = 181 t/m

Disponemos 10 Ø 25 mm (245,44 t/m) + Reparto Ø 12 a 20 cm (241,58 t/m)

Armadura Interior Up = 899 t/m

μ = 0,038 ω = 0,034 ω_1 = 0,035

Armadura vertical: ω_1 x b x d x f_{cd} / f_{yd} = 0,035 x 100 x 46 x 116,67 / 4200 = 19,30 t/m

Disponemos Ø 12 mm (22,08 t/m) + Reparto Ø 12 a 20 cm (22,08 t/m)

Comprobación a cortante.

V_{cu} = 1,00 x 0,46 x 0,85 $\sqrt{150 \times 0,7 / 1,5}$ = 20,13 t/m.

Vp = 28,764 - 20,13 = 0,59 t/m

Cuantía mínima: 0,02 / b x f_{cd} = 3,88 t/m

Disponemos cercos de Ø 10 a 20 cm, cada 20 cm.

A_{90} = 3,14 / 0,20 x 2 = 0,79 A_{90} = 34,84 t/m > 33,33 t/m

b/ Losa Superior.

Armadura Exterior Up = 1,00 x 0,46 x 2600 / 1,5 = 797 t/m

μ = 0,190 ω = 0,220 ω_1 = 0,240

ASUNTO	FECHA	REF.	HOJA

$V_{lu} = 0,280 \cdot 367 = 154$ t/m

Dispondremos 10 Ø25 mm/ml (213,7 t/m) y Reparto Ø16 a 20 cm (44,58 t/m)

Armadura inferior. $V_c = 367$ t/m

$\mu = 0,210$; $\beta = 0,011$; $\omega = 0,242$

$V_{lu} = 0,242 \cdot 367 = 187$ t/m.

Dispondremos 10 Ø25 mm/ml (213,7 t/m) y Reparto Ø16 a 20 cm (44,58 t/m)

Comprobación a cortante.

$V_{rcu} = 1,20 \cdot 0,46 \cdot 0,5 \cdot 10 \cdot \sqrt{200/1,5} = 29,69$ t/m.

$V_d = 50,795 - 29,69 = 21,11$ t/m

carga rotura. $0,42 \cdot 1,6 \cdot f_{cd} = 22,32$ t/m

Dispondremos cercos de Ø12 a 20 cm, cada 2 ud.

$A_{sw} = 0,46/0,20 \cdot 2 \cdot 0,79 \cdot 4,2 = 24,24$ t/m $= 22,32$ t/m

c/tramo inferior.

Armadura superior. $V_c = 367$ t/m

$\mu = 0,199$; $\beta = 0,021$; $\omega = 0,218$

$V_{su} = 0,218 \times 367 = 167$ t/m

Dispondremos 10 Ø25 mm/ml (213,7 t/m) y Reparto Ø16 a 20 cm (44,58 t/m)

Armadura superior. $V_c = 367$ t/m

$\mu = 0,208$; $\beta = 0,020$; $\omega = 0,231$

$V_{su} = 0,231 \times 367 = 177$ t/m

Dispondremos 10 Ø25 mm/ml (213,7 t/m) y Reparto Ø16 a 20 cm (44,58 t/m)

Comprobación a cortante.

$V_{rcu} = 1,20 \cdot 0,46 \cdot 0,5 \cdot 10 \cdot \sqrt{200/1,5} = 29,69$ t/m.

$V_d = 45,250 - 29,69 = 15,56$ t/m

cercos rotura. $0,42 \cdot 1,6 \cdot f_{cd} = 22,32$ t/m

ASUNTO	FECHA	REF.	HOJA

Disponemos cercos de Ø12 mm cada 20 cm

$A_{sw} = 0,46/0,20 \cdot 2 \cdot 0,79 \cdot 4,2 = 24,24$ t/m $= 22,32$ t/m

Las armaduras en las losas se dispondrán análogas a las del cabal.

3.- TENSIONES.

Las tensiones máximas que se transmiten al terreno son:

Axil máximo. Nudo 3. Barra 29. Combinación 14

$N_d = 14,5$ t/m

$\sigma = 14,5 \times 2 / 1,6 \times 0,75 = 24,17$ t/m²

La carga fundamental supone: $3,28 / 3,28 + 7,03 \times 0,816$ del total

Luego: $24,17 (1 - 0,816) / 1,3387 = 24,17 \cdot 0,816 = 19,81$ t/m²

Peso propio de la losa inferior. $0,80 \times 2,5 = 1,95$ t/m²

Tensión máxima. $\sigma_T = 19,81 + 1,95 = 21,06$ t/m²

Tensión admisible terreno. $\sigma_T = 21,06 / 1,30 = 16,20$ t/m²

Según el Informe Geotécnico, la tensión admisible del terreno es de 3,5 kp/cm² ya en que nos dejo todos problemas de asentamiento en la cimentación, con la estructura

COMPROBACION DEL ESTADO LIMITE DE FISURACION.

La disposición de la obra, en cuanto a las condiciones medioambientales se refiere, da lugar a las siguientes reflexiones:

a- Su situación, referida a la zona de ubicación, enmarca a la estructura en un medio exterior normal (no agresivo).

b- El terreno circundante y el de asiento de la estructura, puede considerarse como agresivo a tenor de lo expresado en las condiciones generales del Informe Geotécnico y por lo tanto las aguas pueden resultar ligeramente acidas en su discurrir por el terreno natural.Ahora bien, los terraplenes proceden de prestamos diferentes en su composición al terreno natural y la obra de fábrica estará envuelta por las cuñas de transición, de calidad más estricta y que al ser más drenante, dificultará la posibilidad de que las aguas agresivas lleguen a los paramentos. Es decir:

Las caras de la obra en contacto solo con la atmosfera están claramente en Ambiente II.

Las caras del trasdos de los hastiales estarán en contacto con las cuñas de transición y la cara superior de la losa superior estará en contacto con el subbalasto con remotas posibilidades de que el agua de escorrentía llegue a ellas.

La losa inferior se apoya en el hormigón de limpieza, que actúa a modo de incremento del recubrimiento aumentando la protección de las armaduras inferiores. La cara superior de ésta losa está sometida al peso de las tierras y al firme del camino que pasa por la estructura, de modo que los esfuerzos se verán reducidos y por tanto la fisuración. Por todo ello podemos tambien considerar a todas éstas caras como inmersas en un Ambiente II, con la condición de efectuar una protección de los paramentos mediante impermeabilización superficial de los mismos.

ASUNTO	FECHA	REF.	HOJA
Comprobamos la fisuración en las diferentes secciones en Subsiguiente II.			
Hastiales. cara exterior.			
ϕ = 25 mm c = 40 mm ρ = 19 × 6,91 / 100 × 80 = 0,00982			
Tensión en servicio máx. σ_s = 0,80 · $\frac{5.100}{1,6 \times 1,15}$ · $\frac{180}{213,3}$ = 1.833 kp/cm²			
Tensión en trabajo máx. σ_s = (100 · 0,00982 + 2) · $\sqrt{\frac{10}{25}}$ · 100 = 2.527 kp/cm² > σ_s			
Losa Superior. cara interior.			
ϕ = 25 mm c = 40 mm. ρ = 19 × 6,91 / 100 × 80 = 0,00982			
Tensión en servicio máx. σ_s = 0,80 · $\frac{5.100}{1,6 \times 1,15}$ · $\frac{187}{213,3}$ = 1.905 kp/cm²			
Tensión en trabajo máx. σ_s = (100 · 0,00982 + 2) · $\sqrt{\frac{10}{25}}$ · 100 = 2.527 kp/cm² > σ_s			
Losa Inferior. Cara Superior.			
ϕ = 25 mm c = 40 mm ρ = 19 × 6,91 / 100 × 80 = 0,00982			
Tensión en servicio máx. σ_s = 0,80 · $\frac{5.100}{1,6 \times 1,15}$ · $\frac{197}{213,3}$ = 1.802 kp/cm²			
Tensión en trabajo máx. σ_s = (100 · 0,00982 + 2) · $\sqrt{\frac{10}{25}}$ · 100 = 2.527 kp/cm² > σ_s			
En todas las secciones, la separación máxima barras de armado con posibilidad de encontrarse en Ambiente II, es la superior de los hastiales.			
Anchura característica de la fisura máxima.			
W_k = 0,16 × 40/25 = 0,25 mm.			
σ_s = 1.833 kp/cm²			
W_k = 1,7 × 5m × 8mm × 0,15 mm			
S_m = 2 × 40 + 0,2 × 100 + 0,4 × 0,125 $\frac{25 \times 100 \times 125}{4,91 \times 12^2}$ = 131,82 mm			
ε_{sm} = $\frac{1.833}{2,1 \times 10^6}$ [1 − 0,5 · $\frac{3,2}{3,2 \times 04}$ · $\left(\frac{353}{1.833}\right)^2$] = 0,000833 ± 0,000349			
W_k = 1,7 × 131,82 × 0,000833 = 0,187 mm.			

SG-26

ASUNTO: P.I.N'S - ALETAS. | FECHA | REF. | HOJA

El paso inferior N'S se resuelve por anchos extremos mediante aletas que se abren formando 30° con los paramentos de la estructura, dos de ellas tienen 10,53 m. de longitud y las otras dos 10,28 m. siendo los trasdosados de altura variable entre 1,00 y 5,70 m. de modo que la altura a considerar en el cálculo es de: $(5,70-1,00)\,2/3 + 1,00 = 4,13$ m. más los 0,50 m. del canto de la zapata, lo que hace una altura total de 4,63 m.

El ancho de la zapata también es variable, siendo el talón de 0,50 a 3,00 m. de modo que el ancho de cálculo compatible con la altura es de: $(3,00-0,50)\,2/3+0,50 = 2,17$ m. más los 0,50 m. del trasdosado y más los 0,50 m. correspondientes de la puntera, que hacen un ancho total de 3,17 m.

El ángulo con el que el relleno incide sobre los aletas es de $\beta = 8,855°$ y considerando $\varphi = 30°$, $\delta = 0$ y $b:h = 0$, el coeficiente de empuje activo horizontal es de 0,3654.

Comprobamos las aletas así calculadas.

Empuje. $\frac{1}{2} \times 1,9 \times 4,63^2 \times 0,3654 = 7,44$ t/m

Mto. de vuelco. $7,44 \times 4,63/3 = 11,48$ mt/m

$4,13 \times 0,50 \times 2,5$	$= 5,1625$	$\times 0,750$	$= 3,87$
$3,17 \times 0,50 \times 2,5$	$= 3,9625$	$\times 1,585$	$= 5,85$
$2,17 \times 4,13 \times 1,9$	$= 17,0280$	$\times 2,085$	$= 35,50$
$\frac{1}{2} \times 2,17 \times 0,338 \times 1,9$	$= 0,6968$	$\times 2,447$	$= 1,71$
	$P = 26,85$ t/m		$Me = 46,93$ mt/m

Coef. de estabilidad al vuelco. $Cv = 46,93/11,48 = 4,09$

Coef. de estabilidad al deslizamiento. $Cd = 26,85 \times 0,5/7,44 = 1,80$

ASUNTO | FECHA | REF. | HOJA

Tensiones. $e_1 = 1,320$ m. $e_2 = 0,265$ m.

$$\sigma = 26,85/3,17\left(1 \pm \frac{6 \times 0,265}{3,17}\right) = \begin{matrix} 12,72 \text{ t/m}^2 \\ \leq \\ 4,22 \text{ t/m}^2 \end{matrix}$$

Adoptando 11-100, 25H-300 y c = 40 mm las armaduras son:

a/ Hastial.

$M = \frac{1}{2} \times 1,9 \times 4,13^2 \times 0,3654 \times 4,13/3 = 8,15$ mt/m. $M_d = 8,15 \times 1,6 = 13,04$ mt/m

$Ve = 1,00 \times 0,46 \times 0,9 \times 2000/1,5 = 552$ t/m $V_d = 29$ t/m.

Disponemos en la cara de las tierras.

En vertical.	7 Φ 12 p/m.	(35,11 t/m)
En horizontal	Φ 10 a 26 cm	(17,42 t/m)

Disponemos en la cara vista

En vertical	7 Φ 10 p/m	(24,38 t/m)
En horizontal	Φ 10 a 25 cm.	(17,42 t/m)

b/ Zapata - Puntera.

$M = 12,72 \times 0,50^2/2 = 1,59$ mt/m $M_d = 1,59 \times 1,6 = 2,54$ mt/m

Disponemos como armadura inferior principal 7 Φ 10 p/m (24,38 t/m) y como reparto Φ 10 a 26 cm (17,42 t/m).

c/ Zapata - Talón.

$M = (4,13 \times 1,9 - 0,50 \times 2,5) \times 2,17^2/2 + 0,6968 \times 1,447 = 22,43$ mt/m.

$M_d = 22,43 \times 1,6 = 35,88$ mt/m $V_c = 1,00 \times 0,46 \times 2000/1,5 = 613$ t/m

$V_c = 85,29$ t/m.

Disponemos como armadura inferior principal 7 Φ 20 p/m (97,59 t/m) y como reparto Φ 10 a 20 cm. (17,42 t/m)

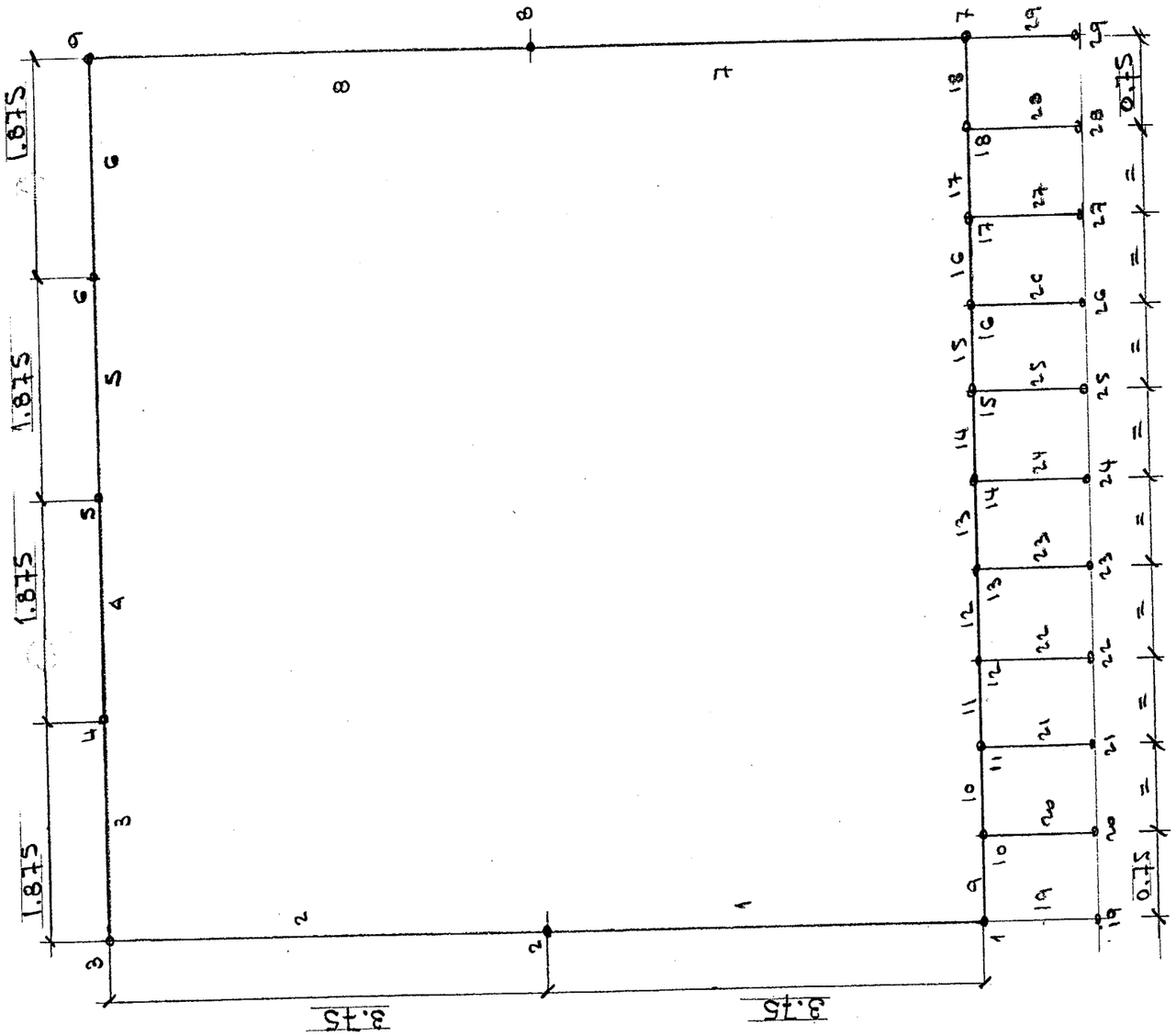
PASO INFERIOR Nº 6

Nº DE BARRAS . 29

Nº DE NUDOS . 29

ANCHO DE B. MATRIZ DE RIGIDEZ. 69

Nº DE HIPOTESIS . 15



MODULO ELASTICIDAD HORM. 3.004.164 t/m²

ASUNTO	FECHA	REF.	HOJA

DEFINICION DE BARRAS.

Barras 19 y 29 (Ficticias).

Módulo de Balasto $m = 1.000\ t/m^3$

Area de incidencia. $\Omega = 1,00 \times 0,75 / 2 = 0,375\ m^2$

Módulo Elasticidad H. $E = 3.004.164\ t/m^2$

$F = m \times \Omega = 1.000 \times 0,375 = 375\ t.$

$L = 1\,(m)\ \frac{1,00 \times 0,375}{210} \times \frac{3.004.164}{375} = 14,31\ m.$

$A_x = 1,00 \times 0,375 / 210 = 0,001786\ m^2$

$I_z = = 10^{-8}\ m^4$

Barras 20 a 28 (Ficticias)

$F = m \times \Omega = 1.000 \times 0,75 = 750\ t.$

$L = 1\,(m)\ \frac{1,00 \times 0,75}{210} \times \frac{3.004.164}{750} = 14,31\ m$

$A_x = 1,00 \times 0,75 / 210 = 0,003571$

$I_z = = 10^{-8}\ m^4$

Resto de Barras.

$\Delta x = A_y = 1,00 \times 0,50 = 0,50\ m^2$

$I_z = \frac{1}{12} \times 1,00 \times 0,50^3 = 0,010417\ m^4$

ASUNTO | FECHA | REF. | HOJA

ANALISIS DE CARGAS.

Los datos de partida que nos servirán formular un reparto de cargas uniforme, en sentido longitudinal y transversal, en función del efecto desarrollador del sistema carril - traviesa - balasto - subbalasto y el propio dintel, son:

Separación entre ejes carriles (1,435 + 0,574)	1,509 m
Altura carril de 60 kg/lm	0,172 m
Ancho patín carril de 60 kg/lm	0,150 m
Altura traviesa monobloque	0,222 m
Ancho traviesa monobloque	0,300 m
Espesor mínimo de balasto bajo traviesa	0,300 m
Espesor de subbalasto	0,598 m
Distancia cota carril a losa superior	1,292 m
Entrevía mínima	4,500 m
Separación cargas extremas tren Renfe	3,000 m
Separación cargas extremas tren UIC	4,800 m

Mediante reparto longitudinal de cargas, obtenemos en el eje de la losa superior, unas longitudes de reparto de:

Renfe. $n_1 = 2\left(0,300/2 + 0,898/\operatorname{tg}75^\circ + 0,500/2\right) = 1,281$ m

$n_2 = 3,00 + 1,281 = 4,281$ m.

UIC - $n_1 = 2\left(0,300/2 + 0,898/\operatorname{tg}75^\circ + 0,500/2\right) = 1,281$ m

$n_2 = 4,80 + 1,281 = 6,081$ m.

Mediante reparto transversal de cargas, obtenemos en el eje de la losa superior, un ancho de reparto de:

1 vía - $m_1 = 1,509 + 2\left(0,150/2 + 0,222 + 0,898/\operatorname{tg}75^\circ + 0,500/2\right) = 3,084$ m.

ASUNTO | FECHA | REF. | HOJA

2 vías. Dos anchos de 3,084 m. separadas 4,50 m. entre sus ejes.

No habrá superposición de efecto entre vías hasta que su separación sea igual o menor a 3,084 m. Valor no compatible con los circulatorios

COEFICIENTE DE IMPACTO.

$q_{UIC} = \left(0,50 \times 2,5 + 1,292 \times 1,7\right) / 9,8 = 351,673$ kg/m x m x eje^{-1}

Longitud = 7,50 m.

$I = \frac{1}{12} \times 1,00 \times 0,86^3 = 0,010417$ m^4

$E = 3,004 \times 10^9$ kg/m^2

$V = 200$ Km/h $= 55,56$ m/seg. Máxima velocidad de la I.E.

$R_c = 0,010417 / 7,50 = 0,001389$

$b_c = 0,010417 / 3,50 = 0,001389$ } $C_R = 0,50$

$C = 3,56 - 0,50\left(3,56 - 1,57\right) = 2,565$

$\frac{1}{T} = 2,565\sqrt{3,004 \times 10^9 \times 0,010417 / 351,673 \times 7,50^4} = 13,60$ seg^{-1}

$\mu = 55,56 \times 0,073516 / 2 \times 7,50 = 0,272303$

$I = 65 \times 0,272303 / 1 - 0,272303 + 0,272303^3 = 21,05$

$\xi = 1,2105$

Según la ficha de la UIC, para momentos flectores.

$\phi_2 = \frac{1,44}{\sqrt{L_\phi} - 0,2} + 0,82$. Donde $L_\phi = \frac{2 \times H + B}{3} \times 1,3 = 9,75$ m

$\phi_2 = 1,312729$

ASUNTO	FECHA	REF.	HOJA

CARGAS VERTICALES.

a - Carga permanente en losa superior.

Peso propio 0,50 × 2,5 = 1,25

Carga muerta 1,292 × 1,7 = 2,20

TOTAL = 3,45 t/m²

b - Sobrecargas móviles de uso en losa superior.

Rampa - Tipo A

1 - 80 × 1,2105 / 1,281 × 3,084 = 9,19 t/m²

2 - 60 × 1,2105 / 1,781 × 3,084 = 8,47 t/m²

3 - 90 × 1,2105 / 4,281 × 3,084 = 8,25 t/m²

Rampa - Tipo B

1 - 12 × 1,2105 / 3,084 = 4,71 t/m²

UIC.

1 - 25 × 1,312729 / 1,281 × 3,084 = 8,31 t/m²

2 - 50 × 1,312729 / 3,881 × 3,084 = 7,59 t/m²

3 - 75 × 1,312729 / 4,481 × 3,084 = 7,12 t/m²

4 - 100 × 1,312729 / 5,081 × 3,084 = 7,00 t/m²

5 - 8 × 1,312729 / 3,084 = 3,41 t/m²

UIC - SW2

1 - 15 × 1,312729 / 3,084 = 6,38 t/m²

c - Carga permanente en hastiales.

El cubrido a su peso propio y el asiento a una fuerza vertical hacia abajo de valor total. 7,50 × 0,50 × 2,5 = 9,375 t/m (4,6875 t/m en cada muro)

ASUNTO	FECHA	REF.	HOJA

CARGAS HORIZONTALES.

a - Frenada.

Rampa Tipo A.

$F_A = \frac{1}{B}(90 + 0,9 \times 90 + 0,7 \times 90) / 24,20$ = 1,21 t/m

Rampa Tipo B.

$F_B = \frac{1}{B}(12 + 0,9 \times 12 + 0,7 \times 12) \times 8,00 / 24,20$ = 1,29 t/m

UIC.

$F_1 = 0,25(100 + 100 + 100) / 24,20$ = 3,10 t/m

$F'_1 = 0,25(8 + 8 + 8) \cdot (8,00 - 6,40) / 24,20$ = 0,40 t/m } 3,50

UIC - SW2.

$F_2 = 0,25(15 + 15 + 15) \times 8,00 / 24,20$ = 3,72 t/m.

b - Carga permanente en hastiales.

Empuje activo superior 1,542 × 1,7 × 0,33 = 0,87 t/m

Empuje activo superior 0,87 + 1,50 × 1,9 × 0,33 = 5,57 t/m

Empuje reposo superior 1,542 × 1,7 × 0,50 = 1,31 t/m

Empuje reposo superior 1,31 + 7,50 × 1,9 × 0,50 = 8,44 t/m

c - Carga móvil en hastiales.

Empuje activo retaguardia 3,00 × 0,33 = 0,99 t/m.

Empuje reposo retaguardia 3,00 × 0,50 = 1,50 t/m.

HIPOTESIS DE CARGAS.

Las hipótesis de cargas consideradas, necesarias para su posterior combinación, se definen según el origen de la acción, de la normativa aplicada, el número de vias cargadas y la posición de la carga en el vano.

Hipótesis 01. Peso propio + Resto de carga permanente + Empuje activo.

Hipótesis 02. Peso propio + Resto de carga permanente + Empuje reposo.

Hipótesis 03. Empuje reposo de sobrecarga móvil.

Hipótesis 04. Sobrecarga tipo A de Renfe en un lateral.

Hipótesis 05. Sobrecarga tipo A de Renfe en el centro del vano.

Hipótesis 06. Sobrecarga tipo A de Renfe en el otro lateral.

Hipótesis 07. Sobrecarga tipo B de Renfe.

Hipótesis 08. Frenado tren tipo A de Renfe.

Hipótesis 09. Frenado tren tipo B de Renfe.

Hipótesis 10. Sobrecarga UIC en un lateral.

Hipótesis 11. Sobrecarga UIC en el centro del vano.

Hipótesis 12. Sobrecarga UIC en el otro lateral.

Hipótesis 13. Sobrecarga uniforme de la UIC.

Hipótesis 14. Frenado de sobrecarga puntual de la UIC.

Hipótesis 15. Frenado de sobrecarga uniforme de la UIC.

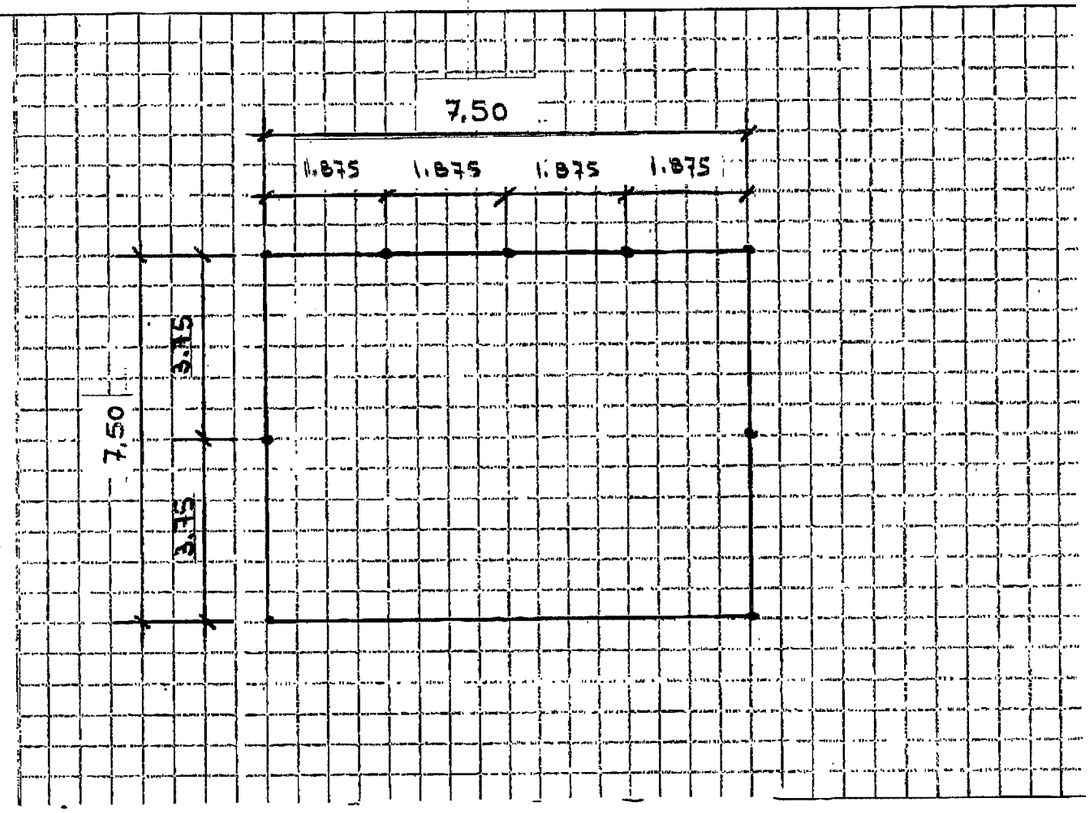
COMBINACION DE LAS HIPOTESIS DE CARGAS.

Para la aplicación del cálculo se combinan estas 15 hipótesis de carga de forma que se obtengan las situaciones más desfavorables en cada sección.

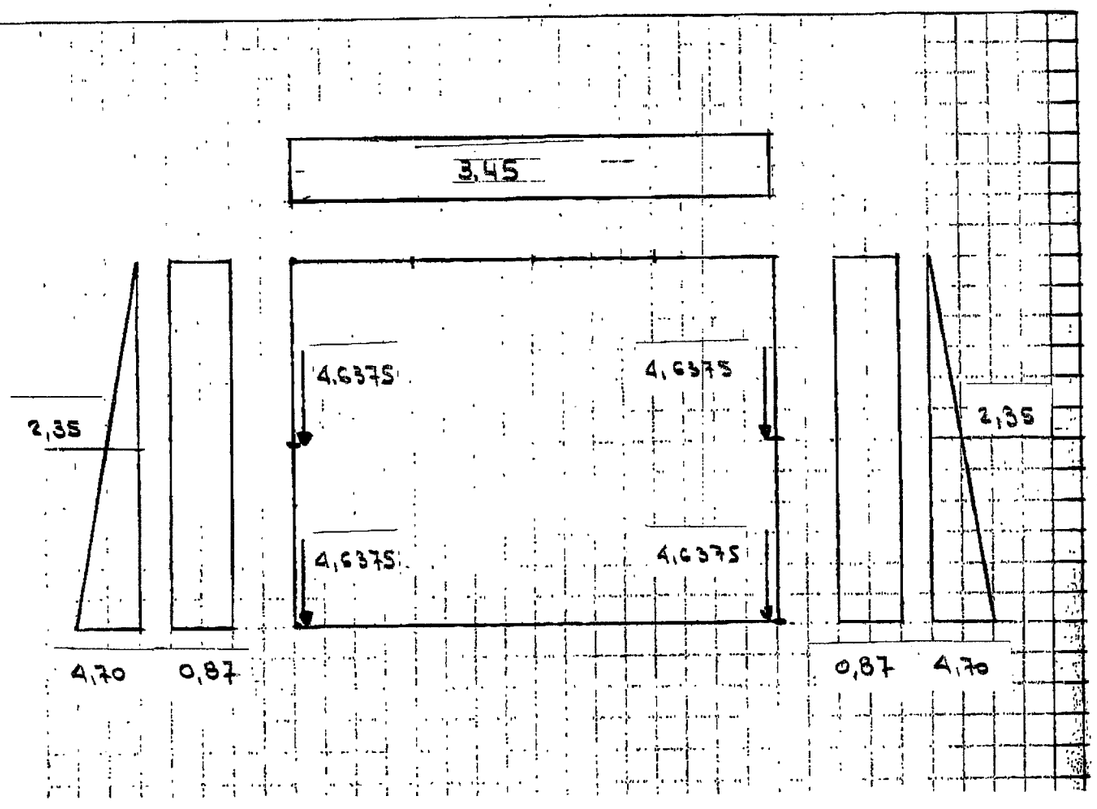
C-01	**H-01**	**E min. SC min.**
C-02	**H-02**	
C-03	**H-02 + H-03**	**E máx. SC min.**
C-04	**H-01 + H-04**	**E min. SC máx.**
C-05	**H-01 + H-05**	
C-06	**H-01 + H-06**	
C-07	**H-01 + H-07**	
C-08	**H-01 + H-10**	
C-09	**H-01 + H-11**	
C-10	**H-01 + H-12**	
C-11	**H-01 + H-13**	
C-12	**H-02 + H-03 + H-04 + H-08**	**E máx. SC máx.**
C-13	**H-02 + H-03 + H-05 + H-08**	
C-14	**H-02 + H-03 + H-06 + H-08**	
C-15	**H-02 + H-03 + H-07 + H-09**	
C-16	**H-02 + H-03 + H-10 + H-14**	
C-17	**H-02 + H-03 + H-11 + H-14**	
C-18	**H-02 + H-03 + H-12 + H-14**	
C-19	**H-02 + H-03 + H-13 + H-15**	

El cáculo se realiza con la implantación de los datos presentados anteriormente y los esfuerzos se obtienen con la aplicación del programa de Stress en estructura plana.

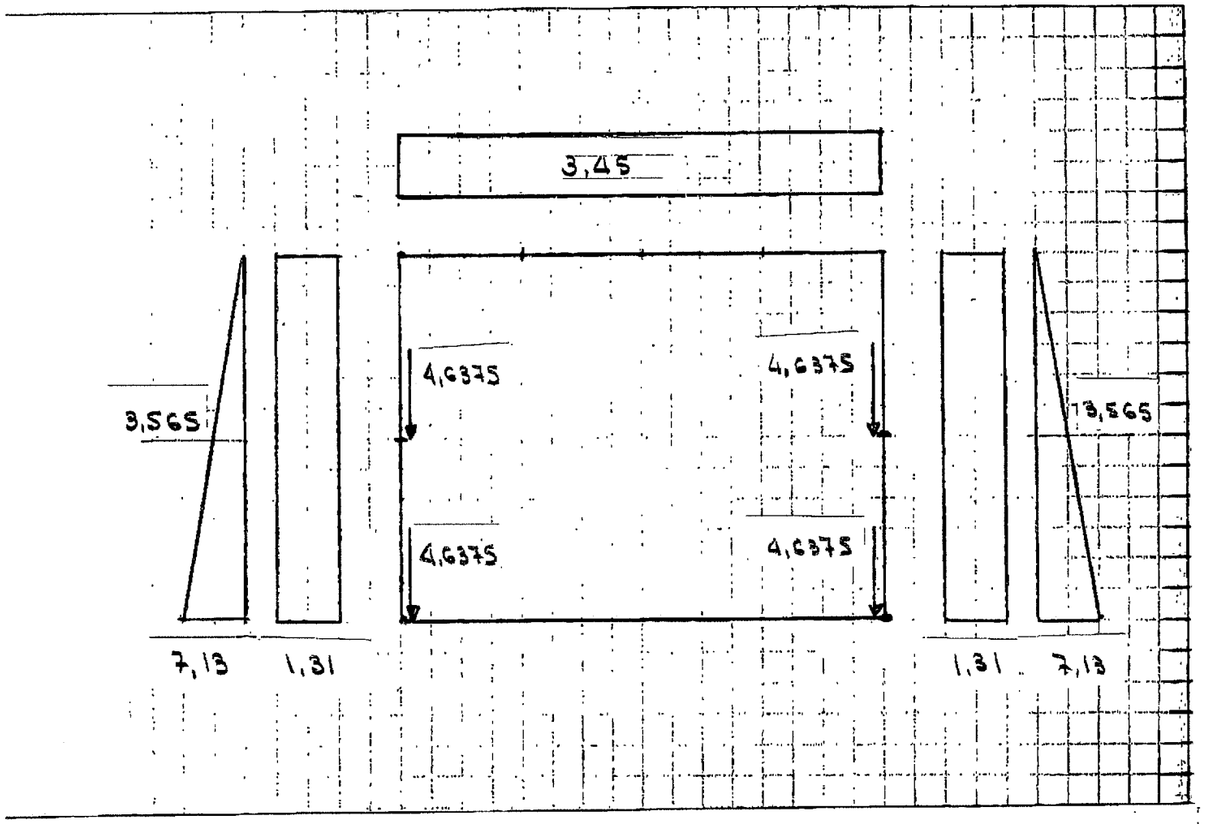
DEFINICION GEOMETRICA



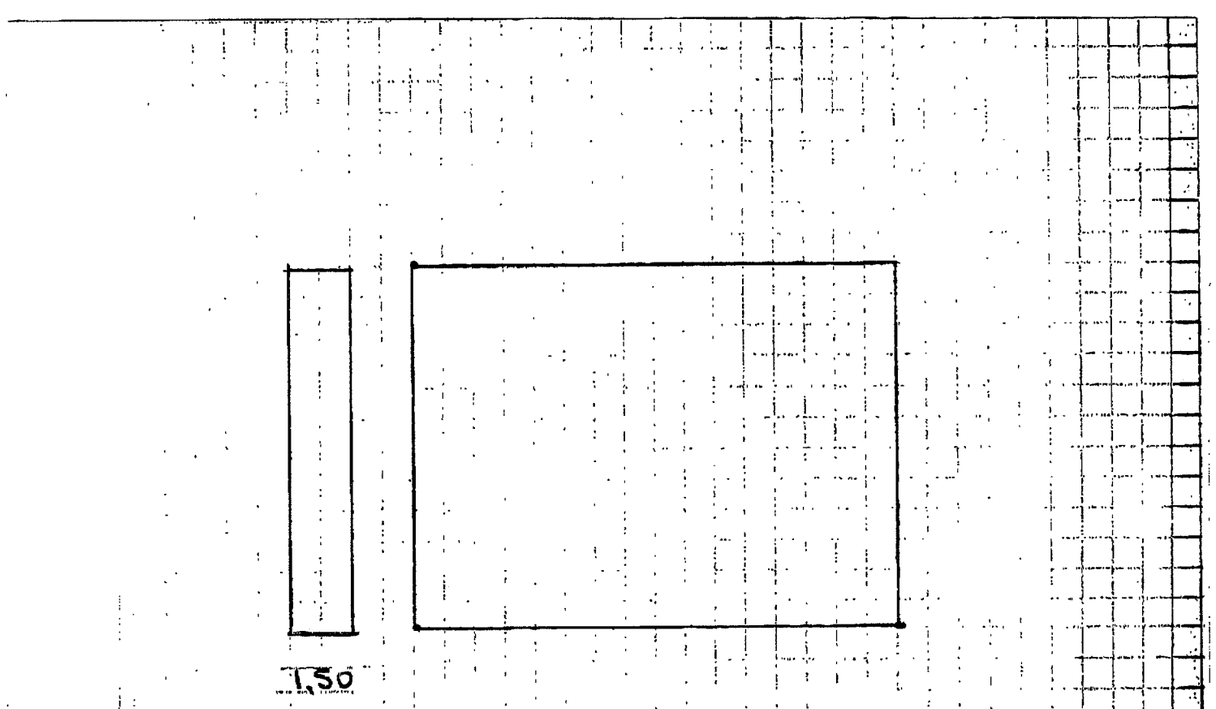
HIPOTESIS 1



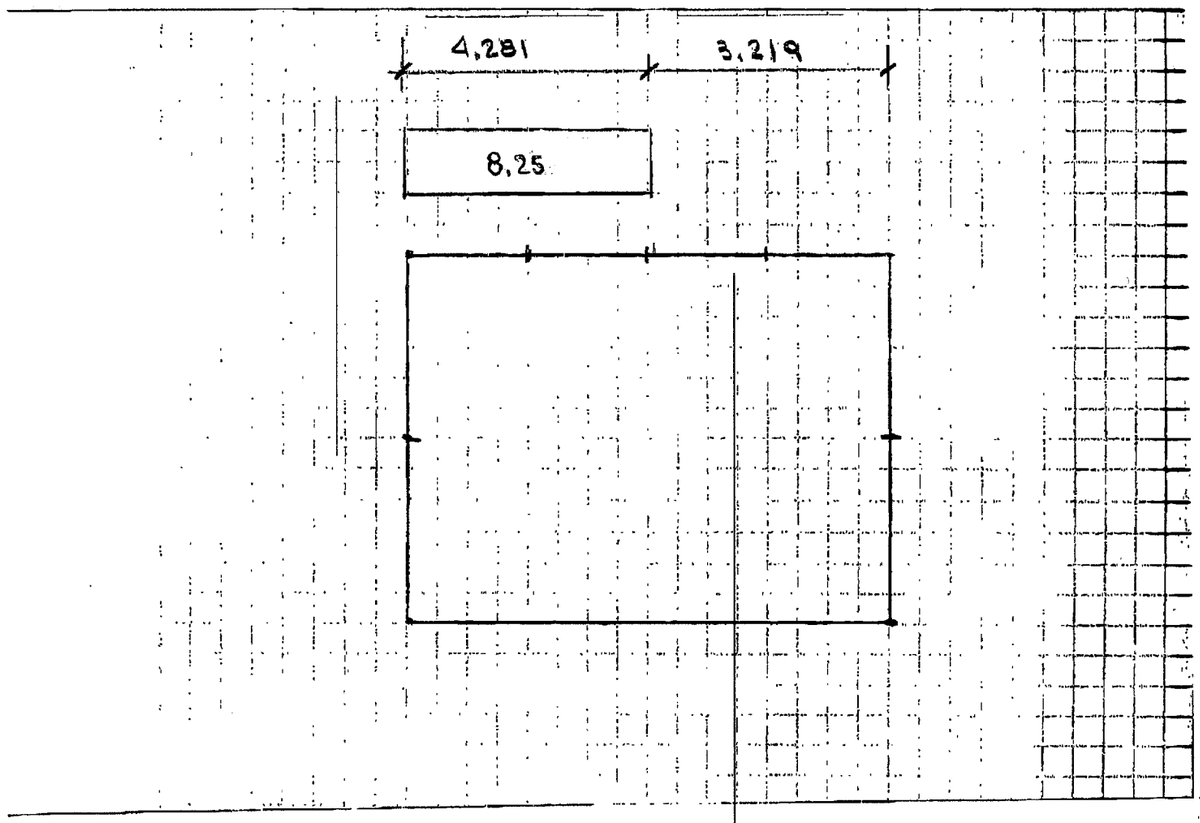
HIPOTESIS 2



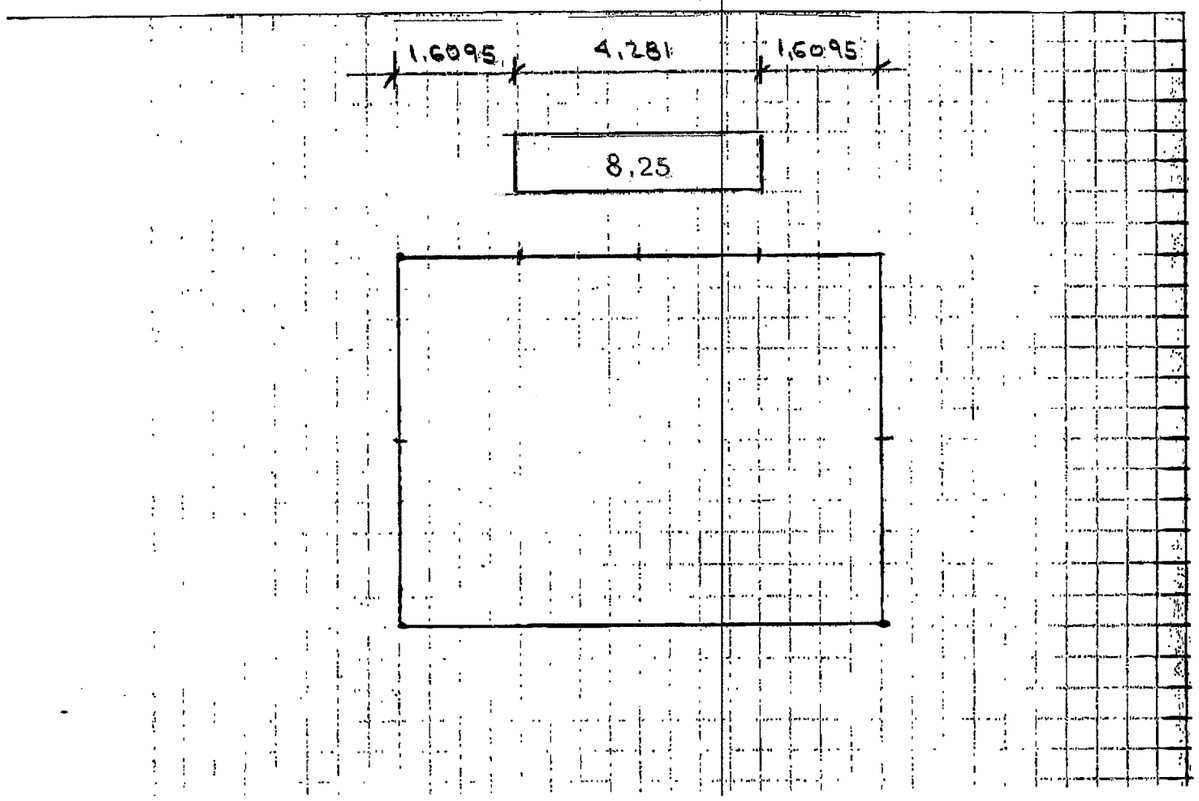
HIPOTESIS 3



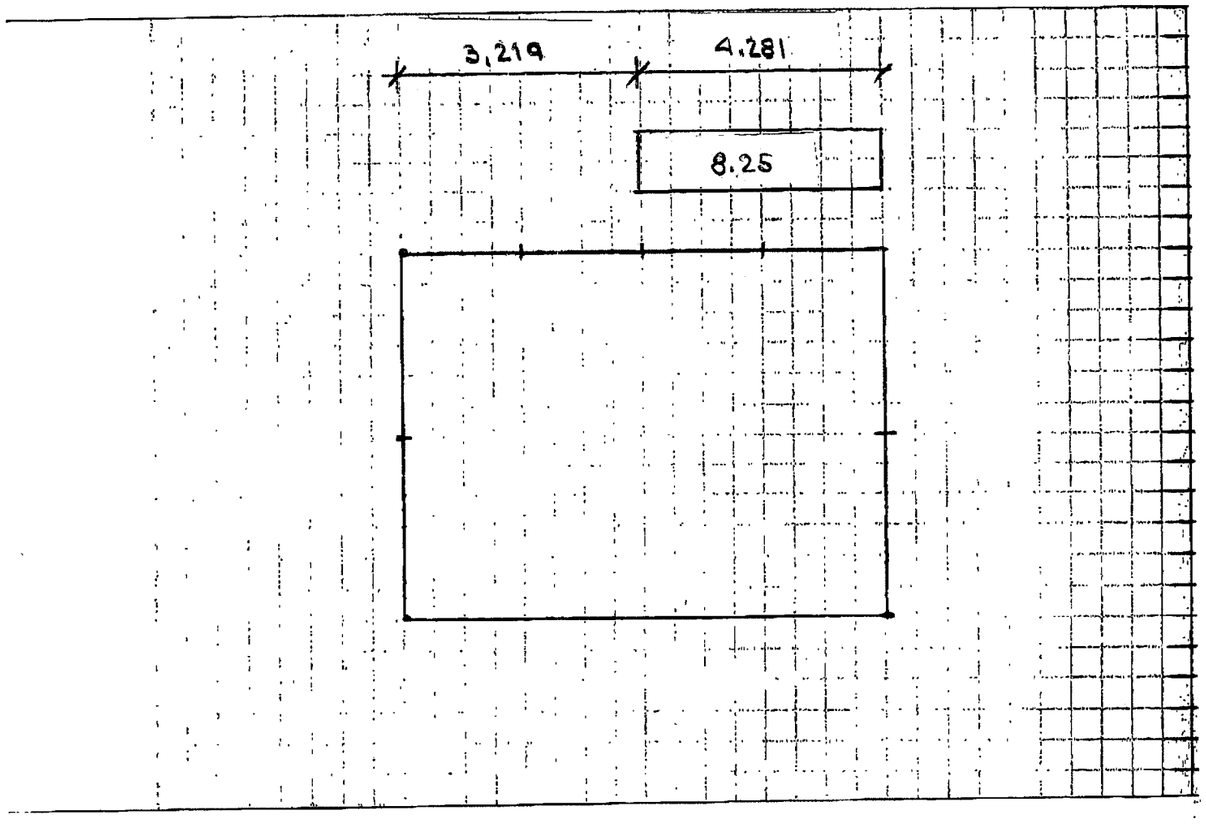
HIPOTESIS 4



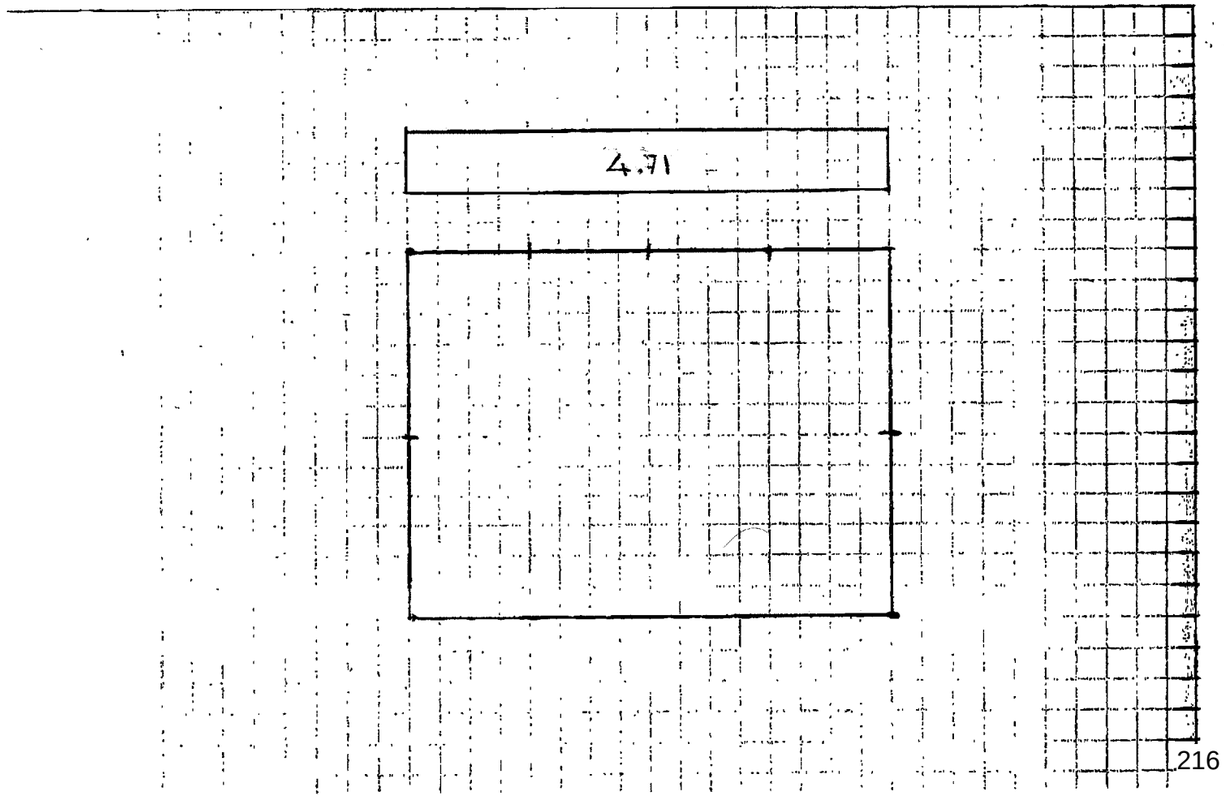
HIPOTESIS 5



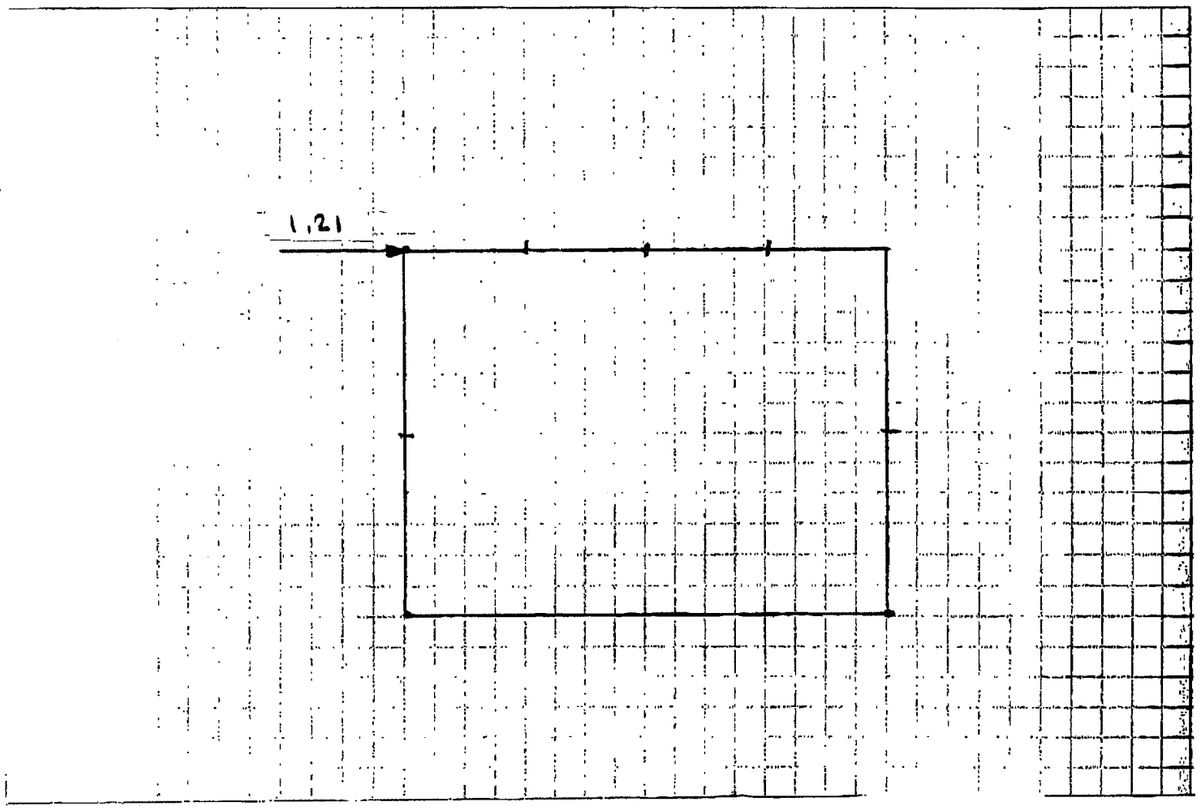
HIPOTESIS 6



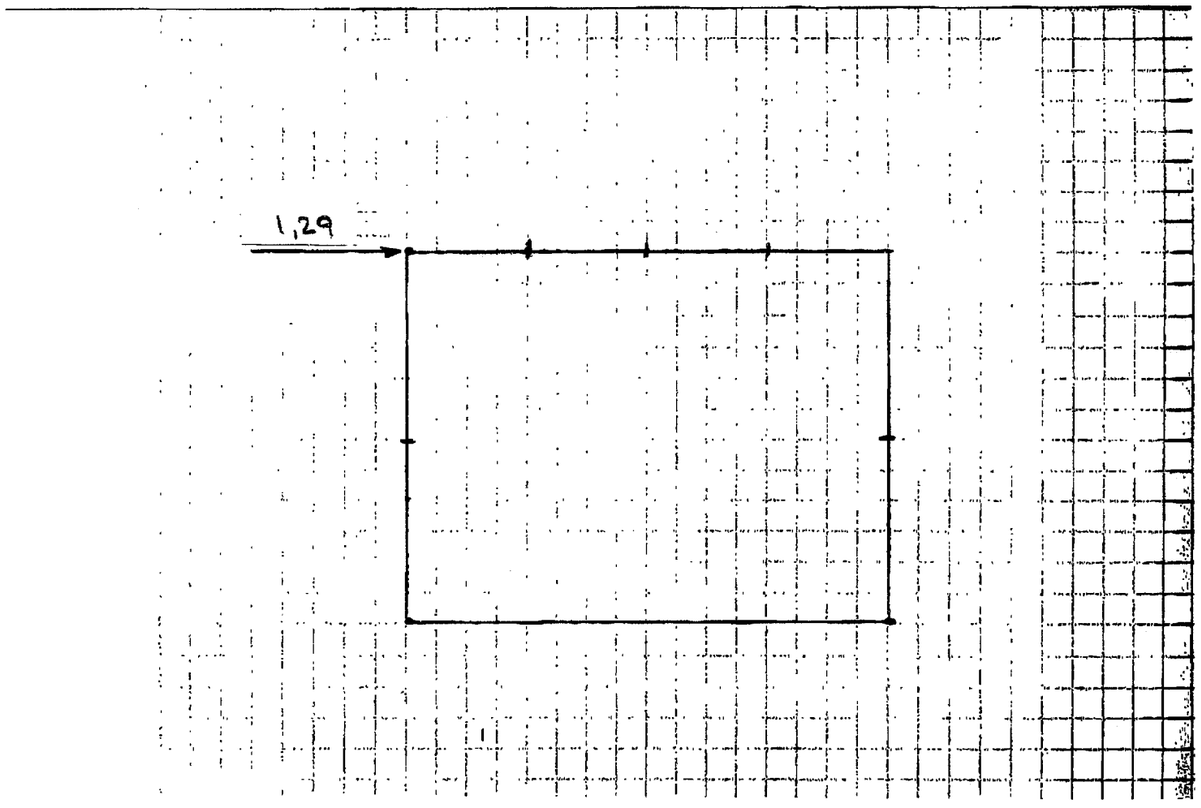
HIPOTESIS 7



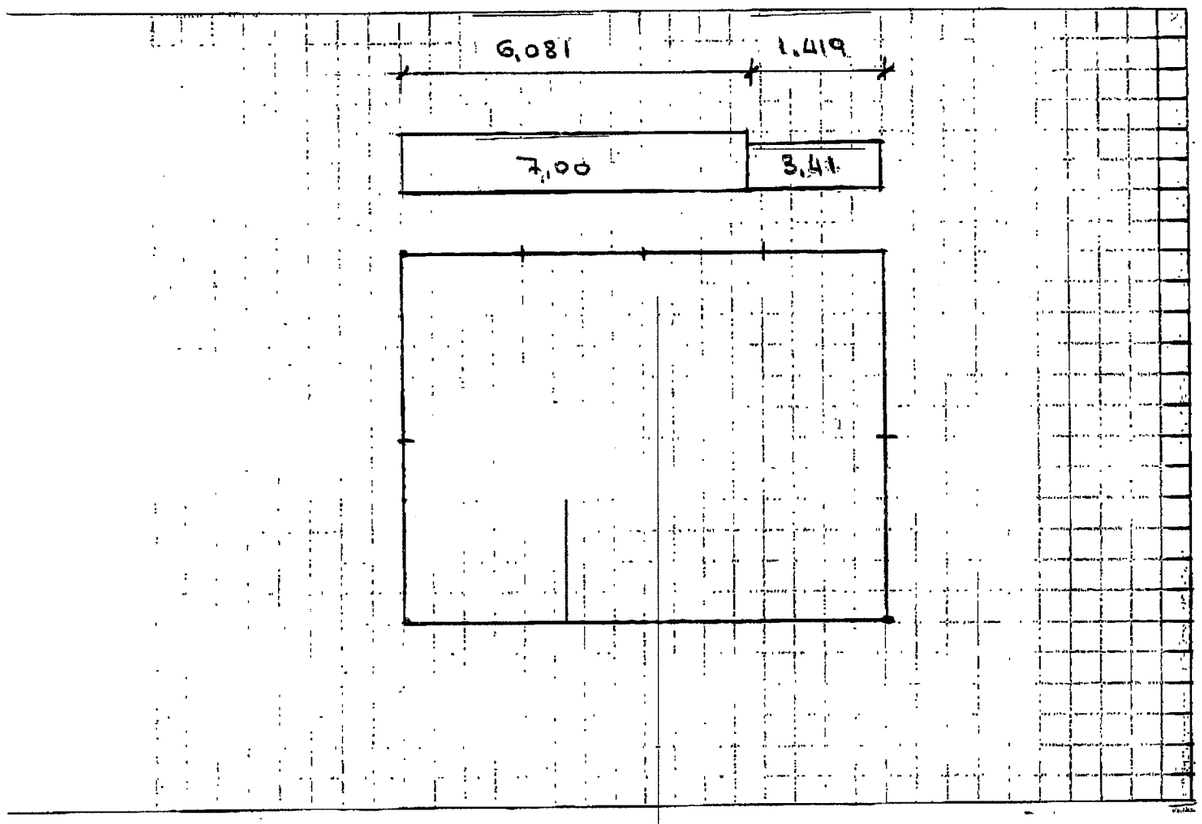
HIPOTESIS 8



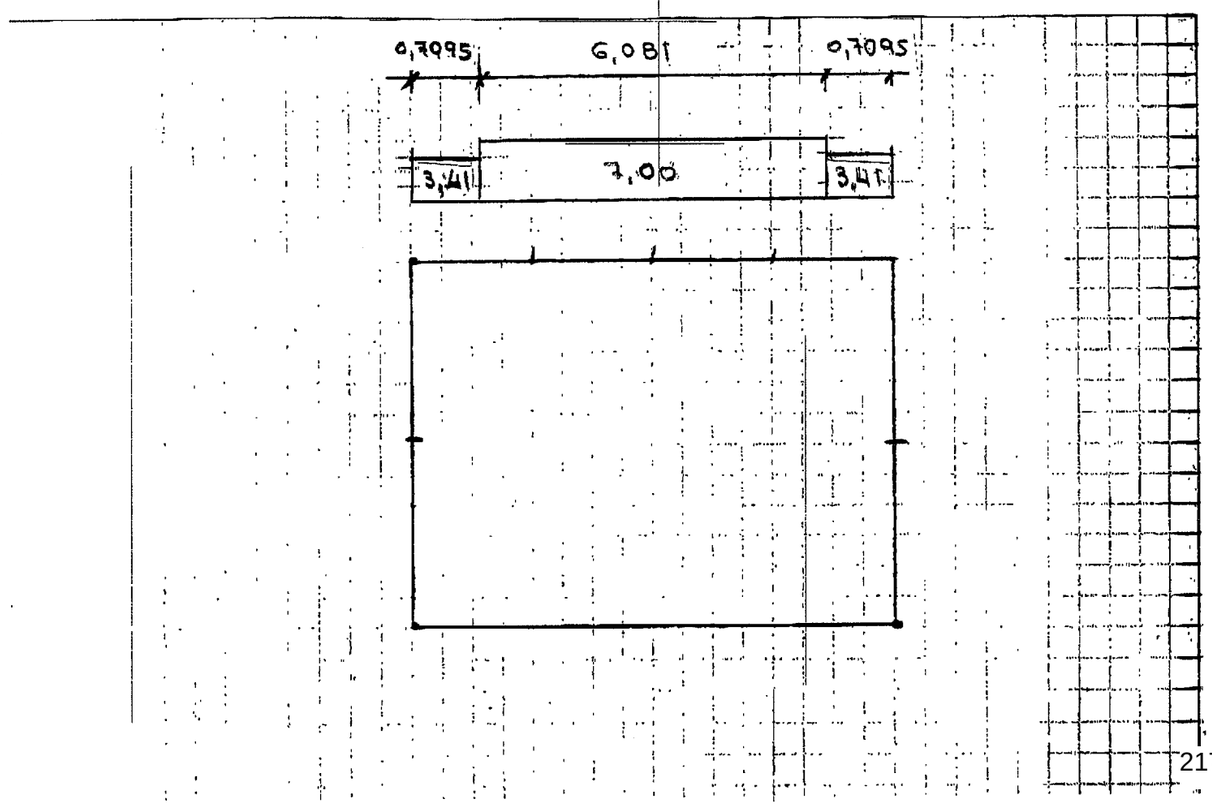
HIPOTESIS 9



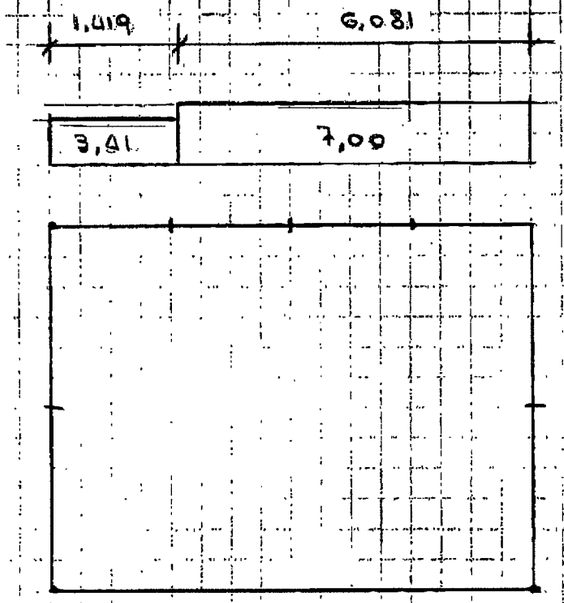
HIPOTESIS 10



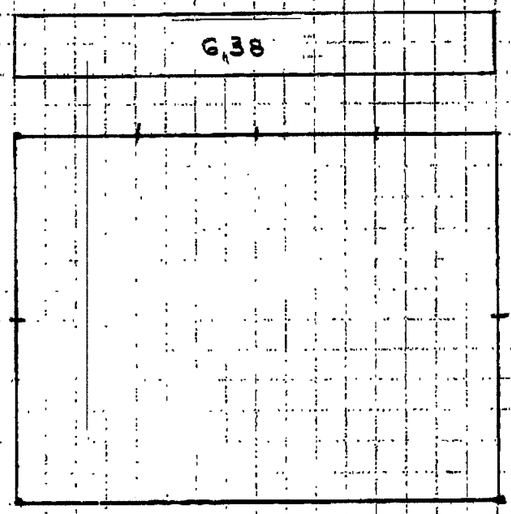
HIPOTESIS 11



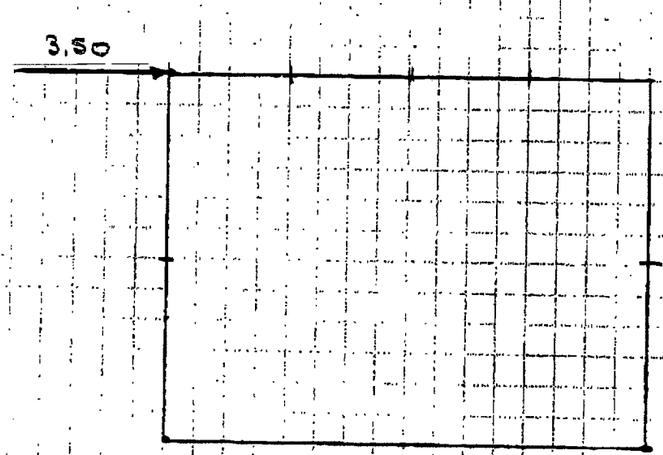
HIPOTESIS 12



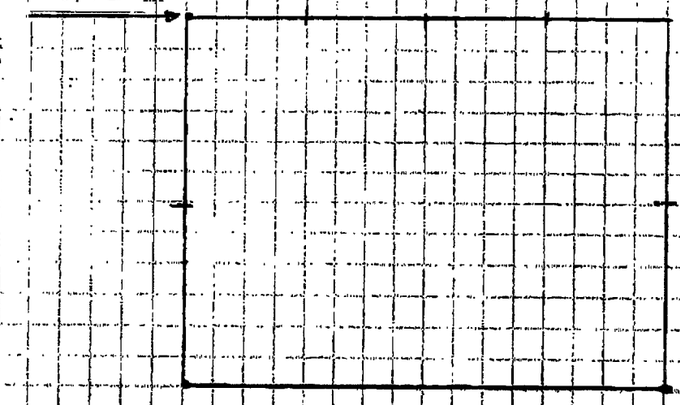
HIPOTESIS 13



HIPOTESIS 14



HIPOTESIS 15



ASUNTO	FECHA	REF.	HOJA

NOTAS PRELIMINARES AL DIMENSIONAMIENTO.

El momento flector dado en el proceso de cálculo está referido al centro de cada sección, por lo que se ha ajustado con el correspondiente al eje para referirlo a la armadura de tracción.

Los momentos de empotramiento calculados se han efectuado en el centro de cada elemento, por lo que se ha referido a la sección situada a: $0,75 - 0,15 \times 0,50 = 0,175$ m del punto considerado.

Los esfuerzos cortantes en los empotramientos obtenidos se efectúa en el centro de cada elemento, por lo que se han referido a la sección situada a: $0,25 + 0,46 = 0,71$ m.

En todo caso estos esfuerzos cortantes son resultado de la aplicación de un coeficiente de impacto a las cargas, que si bien en la Instrucción española es igual que para los momentos flectores, en la Instrucción de la UIC es mayor, pasando de 1,312729 a 1,208486.

En cuanto a la determinación de las tensiones que se transmiten al terreno, decir que en el proceso de cálculo está contemplado el coeficiente de impacto en las cargas móviles, cuando no debería ser tenido en cuenta. Ello supone que los valores obtenidos son considerablemente mayores a los reales, quedando muy del lado de la seguridad.

ASUNTO	FECHA	REF.	HOJA

DIMENSIONAMIENTO A FLEXION Y CORTANTE.

A partir de los esfuerzos más desfavorables obtenidos, se dimensionan las armaduras necesarias en cada sección, mediante la aplicación de la Instrucción EH-91, comprobando el cumplimiento del estado límite de fisuración para el tamaño máximo de armaduras colocadas.

1.- ESFUERZOS MAXIMOS.

a. Hastiales. Inferior. Nudo 1 - Barra 1. c=19

$N_d = 59,730$ t/m $V_d = 42,344$ t/m. $M_d = 104,220$ mt/m (=)

Superior. Nudo 9 - Barra 8. c=18

$N_d = 68,022$ t/m $V_d = 24,850$ t/m. $M_d = 90,921$ mt/m (=)

Centro. Nudo 2 - Barra 1. c=3

$N_d = 24,552$ t/m $V_d =$ — $M_d = 34,905$ mt/m (+)

b. Losa Superior. Cara Superior. Nudo 9 - Barra 6. c=18

$N_d = 28,182$ t/m $V_d = 58,292$ t/m. $M_d = 77,159$ mt/m (=)

Cara Inferior. Nudo 3 - Barra 4. c=5

$N_d = 14,739$ t/m $V_d =$ — $M_d = 77,991$ mt/m (+)

c. Losa Inferior. Cara Inferior. Nudo 1 - Barra 9. c=19

$N_d = 30,373$ t/m $V_d = 45,203$ t/m $M_d = 92,356$ mt/m (=)

Cara Superior. Nudo 11 - Barra 12. c=11

$N_d = 25,232$ t/m $V_d =$ — $M_d = 72,744$ mt/m (+)

2- ARMADURAS.

a. Hastiales.

Armadura Exterior Superior. $V_d = 1,00 \times 0,46 \times 2500 / 1,5 = 690$ t/m.

$\mu = 0,329$ $\nu = 0,057$ $\omega = 0,350$

$V_s = 0,350 \times 690 = 242$ t/m.

Disponemos 12 ϕ25 mm² (261,24 t/m) y R. ϕ16 c/20 cm (44,58 t/m)

Armadura Exterior Inferior $V_d = 690$ t/m

$\mu = 0,265$ $\nu = 0,039$ $\omega = 0,269$

$V_s = 0,269 \times 690 = 186$ t/m.

Disponemos 10 ϕ25 mm² (217,70 t/m) y R. ϕ16 c/20 cm (44,58 t/m)

Armadura Interior. $V_d = 690$ t/m

$\mu = 0,110$ $\nu = 0,036$ $\omega = 0,086$

$V_s = 0,086 \times 690 = 59,41$ t/m.

Disponemos 5 ϕ20 mm² (69,66 t/m) y R. ϕ12 c/20 cm (28,08 t/m)

Comprobación a cortante.

$V_{cu} = 1,00 \times 0,46 \times 0,5 \times 10 \times \sqrt{25} / 1,5 = 28,13$ t/m

$V_s = 45,54 - 28,13 = 17,41$ t/m

cuantía mínima $0,02 \times b \times f_{cd} = 22,22$ t/m.

Disponemos cercos de ϕ10 c/20 cm, cada 20 cm.

$0,9 \times 0,46 / 0,20 \times 2 \times 0,79 \times 43 = 34,84$ t/m $= 22,22$ t/m

b. Losa Superior.

Armadura Exterior. $V_d = 1,00 \times 0,46 \times 2500 / 1,5 = 767$ t/m

$\mu = 0,219$ $\nu = 0,057$ $\omega = 0,230$

$V_s = 0,230 \times 767 = 176$ t/m.

Disponemos 10 ϕ25 mm² (217,70 t/m) y R. ϕ16 c/20 cm (44,58 t/m)

Armadura Interior. $V_d = 767$ t/m

$\mu = 0,221$ $\nu = 0,019$ $\omega = 0,251$

$V_s = 0,251 \times 767 = 192$ t/m.

Disponemos 10 ϕ25 mm² (217,70 t/m) y R. ϕ16 c/20 cm (44,58 t/m)

Comprobación a cortante.

$V_{cu} = 1,00 \times 0,46 \times 0,5 \times 10 \times \sqrt{25} / 1,5 = 28,69$ t/m

$V_s = 28,22 - 28,69 = 28,602$ t/m

cuantía mínima $0,02 \times b \times f_{cd} = 22,22$ t/m

Disponemos cercos de ϕ16 c/20 cm, cada 20 cm.

$0,9 \times 0,46 / 0,20 \times 2 \times 0,79 \times 43 = 34,84$ t/m $= 22,22$ t/m

c. Losa Inferior.

Armadura Inferior. $V_d = 767$ t/m

$\mu = 0,263$ $\nu = 0,040$ $\omega = 0,291$

$V_s = 0,291 \times 767 = 223$ t/m.

Disponemos 12 ϕ25 mm² (261,24 t/m) y R. ϕ16 c/20 cm (44,58 t/m)

Armadura Superior. $V_d = 767$ t/m

$\mu = 0,206$ $\nu = 0,034$ $\omega = 0,215$

$V_s = 0,215 \times 767 = 165$ t/m

Disponemos 10 ϕ25 mm² (217,70 t/m) y R. ϕ16 c/20 cm (44,58 t/m)

Comprobación a cortante.

$V_{cu} = 1,00 \times 0,46 \times 0,5 \times 10 \times \sqrt{25} / 1,5 = 28,69$ t/m

$V_s = 45,20 - 28,69 = 16,51$ t/m

Disponemos cercos de ϕ10 c/20 cm, cada 20 cm.

COMPROBACION DEL ESTADO LIMITE DE FISURACION.

La disposición de la obra, en cuanto a las condiciones medioambientales se refiere, da lugar a las siguientes reflexiones:

a- Su situación, referida a la zona de ubicación, enmarca a la estructura en un medio exterior normal (no agresivo).

b- El terreno circundante y el de asiento de la estructura, puede considerarse como agresivo a tenor de lo expresado en las condiciones generales del Informe Geotécnico y por lo tanto las aguas pueden resultar ligeramente acidas en su discurrir por el terreno natural.Ahora bien, los terraplenes proceden de prestamos diferentes en su composición al terreno natural y la obra de fábrica estará envuelta por las cuñas de transición, de calidad más estricta y que al ser más drenante, dificultará la posibilidad de que las aguas agresivas lleguen a los paramentos. Es decir:

Las caras de la obra en contacto solo con la atmosfera están claramente en Ambiente II.

Las caras del trasdos de los hastiales estarán en contacto con las cuñas de transición y la cara superior de la losa superior estará en contacto con el subbalasto con remotas posibilidades de que el agua de escorrentía llegue a ellas.

La losa inferior se apoya en el hormigón de limpieza, que actúa a modo de incremento del recubrimiento aumentando la protección de las armaduras inferiores. La cara superior de ésta losa está sometida al peso de las tierras y al firme del camino que pasa por la estructura, de modo que los esfuerzos se verán reducidos y por tanto la fisuración.

Por todo ello podemos tambien considerar a todas éstas caras como inmersas en un Ambiente II, con la condición de efectuar una protección de los paramentos mediante impermeabilización superficial de los mismos.

ASUNTO	FECHA	REF.	HOJA

Comprobemos la fisuración en las diferentes secciones con Ambiente IIa.

Hastiales. Cara exterior trasdos.

ϕ = 25 mm. c = 50 mm. $\rho = 12 \times 4,91 / 100 \times 50 = 0,011784$

Tensión de servicio máx. $\sigma_s = 0,80 \times \frac{5.100}{1,6 \times 1,15} \times \frac{342}{261,24} = 2.054$ kp/cm²

Tensión de trabajo máx. $\sigma_{sk} = (200 \times 0,011784 + 2) \sqrt{19/25} \times 1000 = 2.755$ kp/cm² > σ_s

Losa superior. Cara exterior.

ϕ = 25 mm. c = 80 mm. $\rho = 10 \times 4,91 / 100 \times 80 = 0,009820$

Tensión de servicio máx. $\sigma_s = 0,80 \times \frac{5.100}{1,6 \times 1,15} \times \frac{192}{219,70} = 1.955$ kp/cm²

Tensión de trabajo máx. $\sigma_{sk} = (200 \times 0,009820 + 2) \sqrt{19/25} \times 1000 = 2.567$ kp/cm² > σ_s.

Losa inferior. Cara superior. $\rho = 12 \times 4,91 / 100 \times 50 = 0,011784$

Tensión de servicio máx. $\sigma_s = 0,80 \times \frac{5.100}{1,6 \times 1,15} \times \frac{223}{261,24} = 1.895$ kp/cm²

Tensión de trabajo máx. $\sigma_{sk} = (200 \times 0,011784 + 2) \sqrt{19/25} \times 1000 = 2.455$ kp/cm² > σ_s

De todas las secciones, la que tiene mayor tensión de servicio con posibilidades de encontrarse en Ambiente IIa, es la inferior del hastial. Luciendo encontrándose en la fibra máxima.

$w_k = 0,10 \cdot 40/25 = 0,15$ mm

$\sigma_s = 2.054$ kp/cm²

$w_k = 1,7 \times \varepsilon_{sm} \times \delta_{sm} \geq 0,15$ mm.

$\delta_m = 2 \times 40 + 0,10 \cdot 83 + 0,4 \times 0,125 \frac{25 \times 83 \times 125}{} = 123,91$ mm

$\varepsilon_{sm} = \frac{2.054}{2,1 \times 10^6} \left[1 - \frac{0,5}{2,5 \times 0,4} \left(\frac{460,96}{2.054} \right)^2 \right] \frac{9,91 \times 10^2}{} = 0,000947 \geq 0,000391$

$w_k = 1,7 \times 123,91 \times 0,000947 = 0,198$ mm

SG-26

ASUNTO						FECHA	REF.	HOJA
TENSIONES.								
Las tensiones máximas que se producirán en el [illegible]								
Acero activo: Nudo 7 - Barra 29. Combinación: 14								
	Na= 16,5 t/ud							
	fp= 16,5 x 2 / 1,6 = 0,3 = 27,50 t/cm²							
La carga permanente supone: 3,45 / 3,45 + 6,38 = 0,3510 del total								
Luego: fp= 27,50 / (1 - 0,3510) / 1,917349 = 27,50 - 0,3510 = 39,25 t/cm²								
Esta tensión en la cara inferior: 0,50 x 2,5 = 1,25 t/cm²								
Tensión máxima: fp= 39,25 + 1,25 = 24,50 t/cm²								
Tensión admisible en tesado: fp= 24,50 / 1,25 = 19,6 t/cm²								
Como según el informe geotécnico, la tensión admisible del terreno es de 2,5 kp/cm² se debe hacer [illegible] de asentamientos inadmisibles en la estructura.								

DIMENSIONAMIENTO DE LOS ELEMENTOS AUXILIARES PARA EL EMPUJE.

a - Vigas transversales de maniobra.

Durante el desplazamiento de la estructura desde el lugar de ejecución hasta su emplazamiento definitivo, las cargas del ferrocarril se transmiten a través de las vigas metálicas de maniobra hasta la viga de sostenimiento, que se encuentra empotrada en la coronación de las aletas del frente de avance, y apoyada en el terreno del otro lado de las vias.

Para el apeo transversal de las vias disponemos cuatro (4) vigas metálicas 2HEA-550 distribuidas uniformemente en el ancho de la estructura, de modo que la longitud entre apoyos no sea mayor de 12 m. y la separación entre sus ejes de 2,50 m. haciendo coincidír las dos vigas extremas con los ejes de los hastiales.

p= 2,50 x 12 / 2= 15 ton.

Mto. máx.= 0,332 x 12 x 12/8 + 15 (4,26 + 6)= 159,88 mt.

Tensión máx.= 15 987 600/2 x 4 150= 1 926 kp/cm2.

Reacción máx.= 0,332 (7 + 3) + 15 + 15 x 4,26/6= 28,97 ton.

b - Viga de sostenimiento. (H-250), c= 20 mm. rs= 1,33

Está sometida a las fuerzas verticales que le trasmiten las vigas metálicas del apeo transversal, su longitud de cálculo es de 7,50 m. su ancho de 0,55 m. y su altura de 0,75 m.

p= R máx.= 28,97 ton.

M(+)= 26,56 mt.

M(-)= 53,12 mt.

Uc= 0,55 x 0,73 x 2 500/1,5= 669 ton.

Us(+)= 50 ton.

Disponemos en la cara inferior 6 barras de 25 mm.

Us(-)= 107 ton.

Disponemos en la cara superior 6 barras de 25 mm.

De esta manera tenemos en cuenta la posibilidad de que el empotramiento no sea perfecto.

Cortante máximo= 1,44 + 28,97= 30,41 ton.

Vcu= 0,55 x 0,73 x 0,5 x 10 x 12,91= 25,92 ton.

Vs= 30,41 - 25,92= 14,53 ton

Cercos mínimos= 0,02 x 0,55 x 2500/1,5= 18,33 ton.

Disponemos cercos de 10 mm. de diámetro separados 20 cm.

0,9 x 0,73/0,20 x 2 x 0,79 x 4,2= 21,80 ton.

c - Muro de reacción. (H-200), c= 20 mm. rs= 1,33

1- Al comienzo del empuje.

La fuerza que deben vencer los gatos en el arranque es de:

578 ton.x 0,75= 433 ton. de modo que las fuerzas actuantes sobre el muro en ese instante son:

p= 433/8,44= 51 t/m.

R=20X/2 (admitiendo tensión trasdos de 20 t/m2.)

f= 3,25 x 1,55 x 2,5 x 0,75= 10 t/m.

Expresando el equilibrio del muro.

Mtos. 51 x 0,30= 10 x 1,65 + 20X/2 (1,60 - X/3)

X= 0,769 m. R= 7,69 t/m.

Fuerzas. 51 - 10 - 7,69= 33,31 T/m.

Armaduras longitudinales de la plataforma de deslizamiento.

Normal. 2 barras de 10 mm. separadas 20 cm

Refuerzo. 2 barras de 10 mm. separadas 20 cm.

Las armaduras de refuerzo se colocarán alternadas con las normales y su longitud total será de 12 m.

2- Fase final del empuje.

La fuerza que deben vencer los gatos en el momento de rozamiento máximo es de: 578 x 0,75 + 2,5 x 126,15= 749 ton. de modo que las fuerzas que se transmiten al terreno son:

749/8,44- (10+ 9,83+ 0,93+ 10,65+ 34,84)=88,74- 66,25= 22,49 ton.

y la fuerza máxima que el muro puede transmitir al terreno sin llegar al colapso, será:

R'= 1/2 x 1,9 x 3,25 x 3,25 x 3= 30,10 t/m. sin terreno sobre la horizontal del trasdos, que es mayor a la fuerza que se transmite.

3- Armaduras.

En estas condiciones las armaduras del muro son:

M(-)= 1/2 x 1,9 x 1,55 x 1,55 x 3= 6,41 mt/m.

Uc= 1,00 x 1,53 x 0,9 x 2000/1,5= 1836 t/m.

Us= 5,42 t/m.

Us min.= 0,9 x 100 x 155 x 5,1/1,15 x 1000= 62 t/m.

Disponemos en la cara en contacto con las tierras 6 barras de 16 mm. por metro lineal.

M(+)= (749/8,44 - 7,10)x 0,20= 16,33 mt/m.

Uc= 1836 t/m. Us= 13,88 t/m. Us min.= 62 t/m.

Disponemos en la cara en contacto con los gatos 6 barras de 16 mm. por metro lineal.

d - Plataforma de deslizamiento. (H-200), c= 20 mm.

La plataforma sobre la que se hormigonará y deslizará la estructura tiene un espesor de 20 cm. y se une al muro de reacción mediante armaduras que le ayuden a resistir el tiro de los gatos.

La armadura de ésta plataforma, tanto superior como inferior, consiste en malla de barras de 10 mm. separadas a 20 cm. y los refuerzos en redondos longitudinales de 10 mm. separados a 20 cm.

de 12 m. de longitud total y colocados alternadamente con la armadura normal.

Sobre el hormigón endurecido se coloca una lámina de polietileno de 300 gramos por metro cuadrado para evitar que peguen los hormigones de diferentes elementos.

En los topes laterales se intercala un porexpan de 20mm. de espesor para evitar acodalamiento.

e - Plataforma de empuje.

Sobre la plataforma de deslizamiento se hormigona la de empuje una vez eliminada la lámina de polietileno, cuya misión es la de facilitar el apoyo de los gatos y hacer de reacción en el empuje transmitiendo los esfuerzos al muro.

Su espesor es de 40 cm. y se ejecutará diariamente una vez finalizado el empuje de la jornada.

La resistencia del hormigón será aquella capaz de dar 120 kg/cm2. a las 12 horas.

En la zona frontal se dispondrá , en cada ocasión, una armadura de reparto consistente en una viga armada con 8 redondos de 12 mm. envueltos en cercos de 10 mm. dispuestos cada 20 cm.

f - Frente de hastiales.

El frente de los hastiales está formado por aletas terminadas horizontalmente en su cara superior y de forma inclinada por su extremo inferior biselado.

Las armaduras horizontales son prolongación de las que lleva la estructura, las verticales en la zona que sobresale de la solera son barras de 12 mm. colocadas a 20 cmm. en ambas caras.

Las armaduras de refuerzo superior, que formarán tambien el refuerzo de los nudos del resto de la estructura para dar rigidez longitudinal al conjunto en el proceso de deslizamiento y absorber los esfuerzos de segundo orden que puedan producirse y no hayan sido previstos en el cálculo, son:

Reacción viga sostenimiento= 30,41 ton.

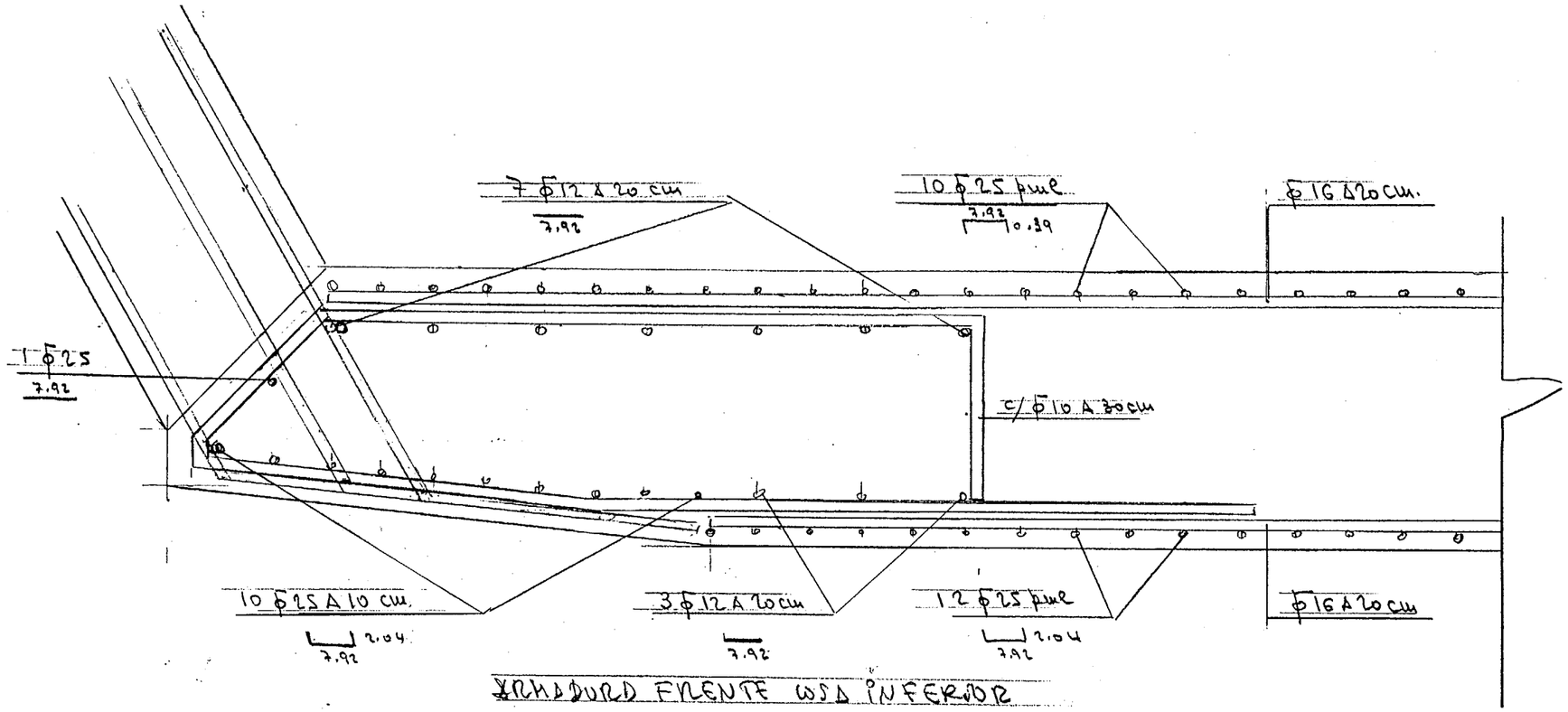
Peso propio del voladizo=15,07 ton.

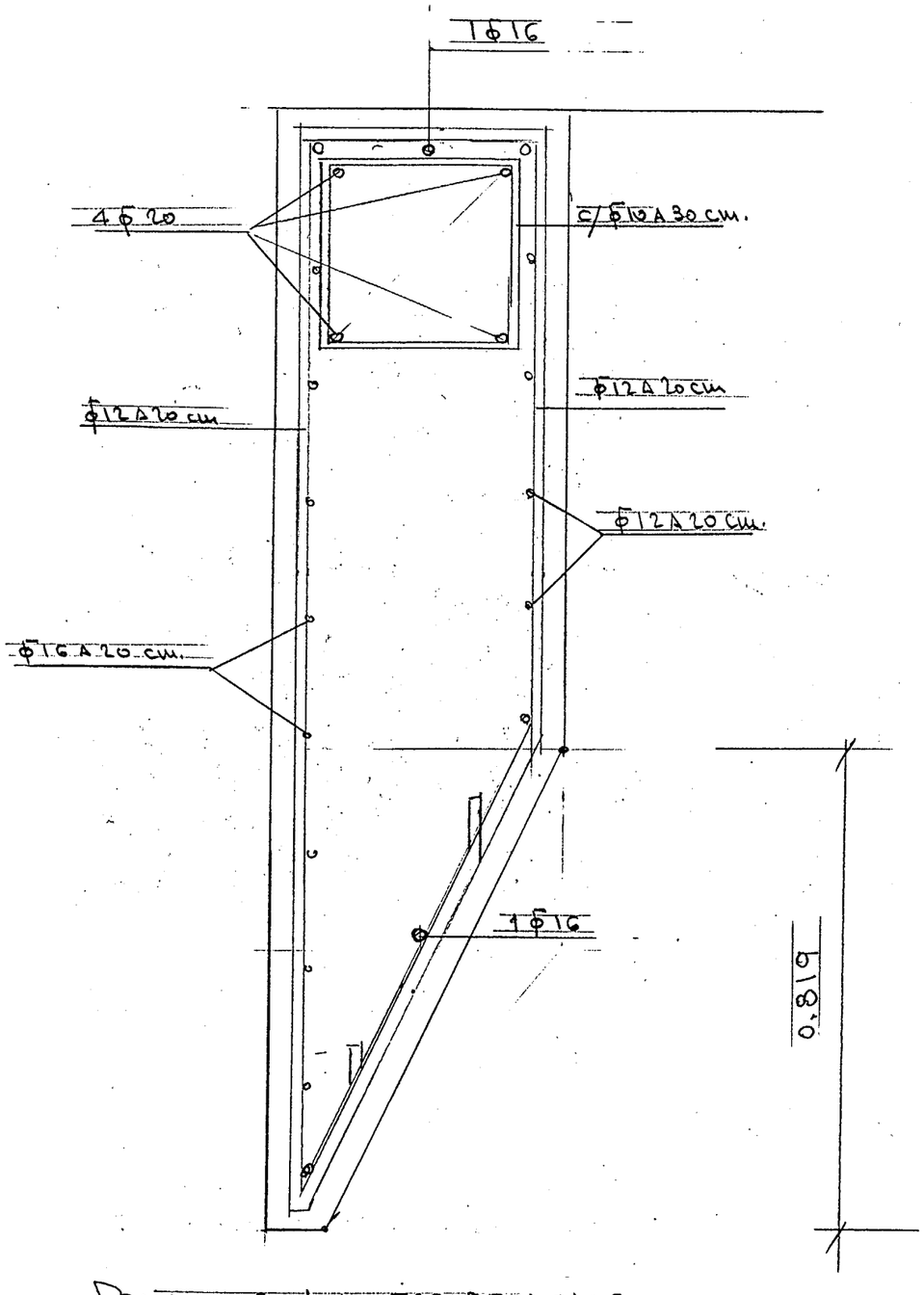
Mto. 30,41 x 3,575 + 15,07 x 4,62/3= 131,92 mt.

Uc= 0,30 x 8,64 x 0,9 x 2500/1,5= 3888 ton.

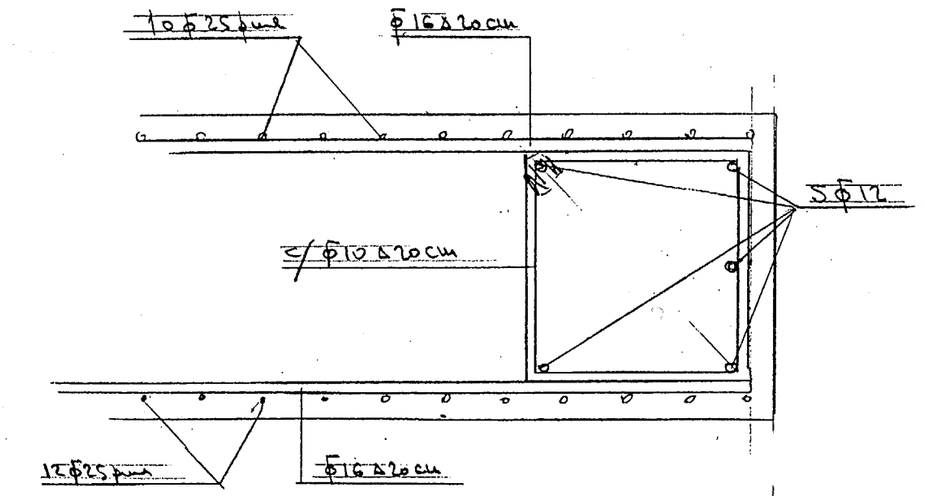
Us= 44,55 ton.

Disponemos como refuerzo en la parte superior del frente de los hastiales 4 barras de 20 mm. (55,73 ton.) distribuidos en forma de viga, que se atarán con cercos de 10mm. dispuestos cada 30 cm.

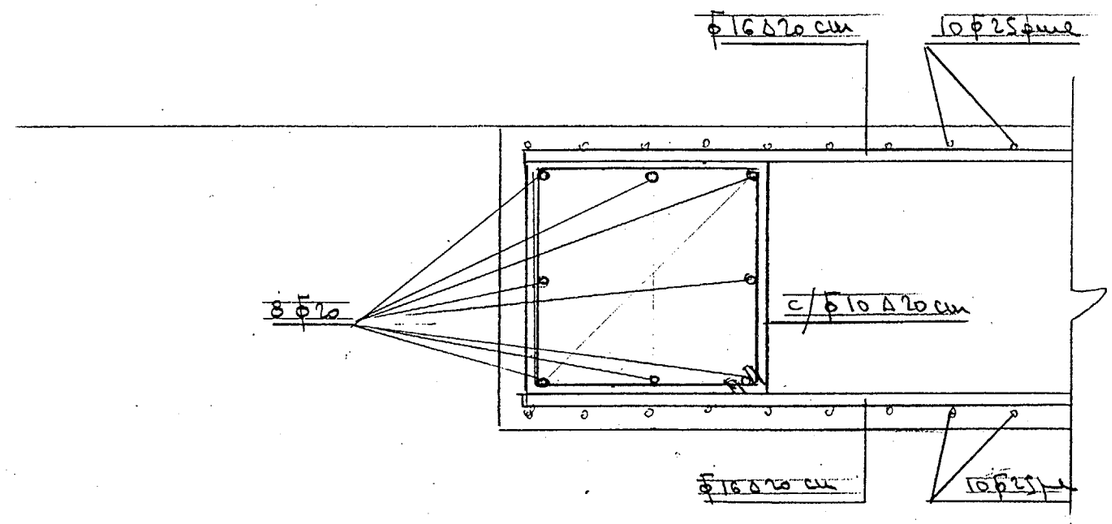

7 ϕ 12 a 20 cm
7.92
10 ϕ 25 pme
7.92
10.39
ϕ 16 a 20 cm.
1 ϕ 25
7.92
c/ ϕ 10 A 30 cm
10 ϕ 25 A 10 cm.
2.04
7.92
3 ϕ 12 A 20 cm
7.92
12 ϕ 25 pme
2.04
7.92
ϕ 16 A 20 cm
ARMADURA FLENTE VIGA INFERIOR



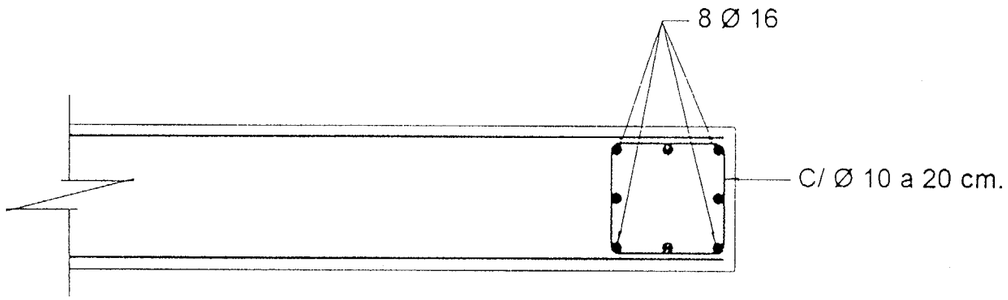
SECCION VERTICAL FRENTE MURO



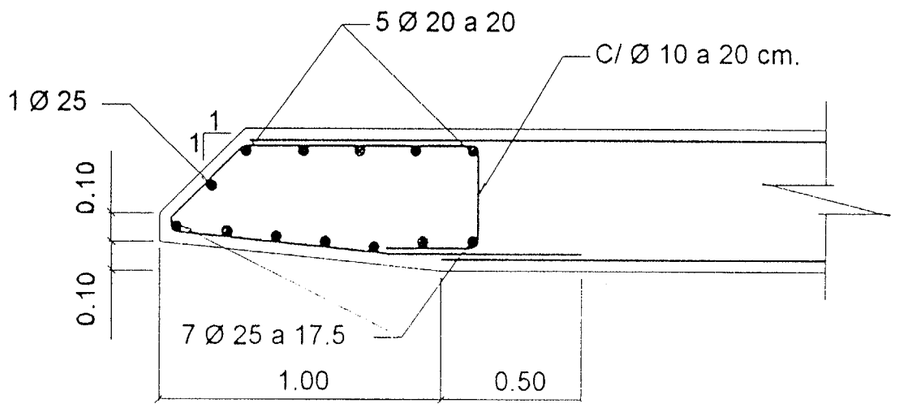
ARMADURA DORSAL VIGA INFERIOR



ARMADURA FRENTE LOSA SUPERIOR



EXTREMO DORSAL LOSA INFERIOR



EXTREMO FRONTAL LOSA INFERIOR

ASUNTO

P.I. N°6 - ALETAS.

El Paso Inferior nº 6 se remata por ambos extremos mediante aletas que se abren formando 30° con los paramentos de la estructura principal.

Dan tienen 14,34 m. de longitud y en el eje del 10,33 m. siendo los trasdós de altura variable entre 1,25 y 7,50 m. de modo que la altura a considerar en el cálculo es de: $(7{,}50 - 1{,}25)\,2/3 + 1{,}25 = 5{,}42$ m. más los 0,50 m. del canto de la zapata lo que hace una altura total de 5,92 m.

El ancho de la zapata también es variable, siendo el talón de 0,70 a 3,00 m. de modo que el ancho de cálculo con la altura es de: $(3{,}00 - 0{,}70)\,1/2 + 0{,}70 = 2{,}23$ m. más los 0,50 m. del trasdós, más los 0,30 m. constituyen el frontal, hacen un ancho total de 3,03 m.

El ángulo con el que el talud incide sobre las aletas es de $\beta = 8{,}33°$, considerando $\varphi = 35°$, $\delta = 0°$ y $b : h = 0$, el coeficiente de empuje activo horizontal es de 0,2654.

Comprobemos las aletas así definidas:

Empuje.	$\frac{1}{2} \times 1{,}9 \times 5{,}92^2 \times 0{,}2654$				= 12,17 t/m
Mto. de vuelco.	12,17	5,92/3			= 24,02 mt/m
	5,42 x 0,50 x 2,5	= 6,7750	x 0,5500		= 3,7263
	0,50 x 3,03 x 2,5	= 3,7875	x 1,5150		= 5,7381
	5,42 x 2,23 x 1,9	= 22,9645	x 1,9150		= 43,9771
	$\frac{1}{2}$ x 2,23 x 0,35 x 1,9	= 0,7413	x 3,2067		= 1,6955
Peso.		= 34,27 t/m			
M/to. estabiliz.	= 55,14 mt/m				

Coef. de estabilidad al vuelco. $C_V = 55,14/24,02 = 2,30 > 1,8$

Coef. estabilidad desplazamiento $C_d = 84,27 \times 0,55/12,17 = 1,55 > 1,5$

Tensión máx. $e_6 = 0,908$ m. $< 3,103/3 = 1,01$ m.

$\sigma = 2 \times 84,27/3 \times 0,908 = 23,16$ t/m² = 2,5 kg/cm²

Adoptando un hormigón H-200, un acero AEH-500 y un recubrimiento mínimo de 40 mm. las armaduras serán:

A-HASTIAL.

$M = \frac{1}{2} \times 1,9 \times 5,42^2 \times 0,3654 \times 5,42/2 = 18,42$ mt/m

$M_d = 18,42 \times 1,6 = 29,48$ mt/m $\quad V_{r2} = 1,00 \times 0,46 \times 0,9 \times \frac{2000}{1,5} = 552$ t/m

$V_r = 9,72 \times \frac{29,48}{0,46} \left(1 + \frac{29,48}{0,46 \times 552}\right) = 69,38$ t/m

Armadura vertical mínima. $0,9 \times 100 \times 50 \times 5,1/1,15 \times 1000 = 19,96$ t/m

Armadura horizontal mínima. $1,6 \times 100 \times 50 \times 5,1/1,15 \times 1000 = 35,48$ t/m

Dispondremos en la cara de las tierras:

En vertical — 6 Ø 20 p.m.l. (83,59 t/m) $> 69,38$ t/m.

En horizontal — Ø 12 a 20 cm. (35,98 t/m) $> 35,48/2$ t/m

Dispondremos en la cara exterior.

En vertical — 6 Ø 10 p.m.l. (20,90 t/m)

En horizontal — Ø 10 a 20 cm. (17,42 t/m) $> 35,48/2$ t/m

Cortante máximo. $Q = \frac{1}{2} \times 1,9 \times 5,42^2 \times 0,3654 = 10,20$ t/m

$V_d = 10,20 \times 1,6 = 16,32$ t/m

$V_r = 1,00 \times 0,46 \times 0,5 \times 10 \times \sqrt{\frac{0,9 \times 100}{1,5}} = 25,16$ t/m $> 16,32$ t/m

B-ZAPATA. Puntera.

$M = 25,16 \times 0,33^2/2 = 1,37$ mt/m

Dispondremos las armaduras mínimas resultan las del apartado

del anterior, es decir:

Armadura inferior principal. 6 Ø 10 p.m.l. (20,90 t/m)

Armadura inferior de reparto. Ø 10 a 20 cm. (17,42 t/m)

C-ZAPATA. Talón.

$M = (5,42 \times 1,9 + 0,50 \times 2,5) \times 3,33^2/2 + 0,3412 \times 14867 = 29,82$ mt/m

$M_d = 29,82 \times 1,6 = 47,71$ mt/m $\quad V_{r2} = 1,00 \times 0,46 \times \frac{2000}{1,5} = 613$ t/m

$V_r = 0,9 \times \frac{47,71}{0,46} \left(1 + \frac{47,71}{0,46 \times 613}\right) = 117,62$ mt/m

Armadura superior principal. 6 Ø 25 p.m.l. (130,62 t/m)

Armadura superior de reparto. Ø 12 a 10 cm. (25,08 t/m)

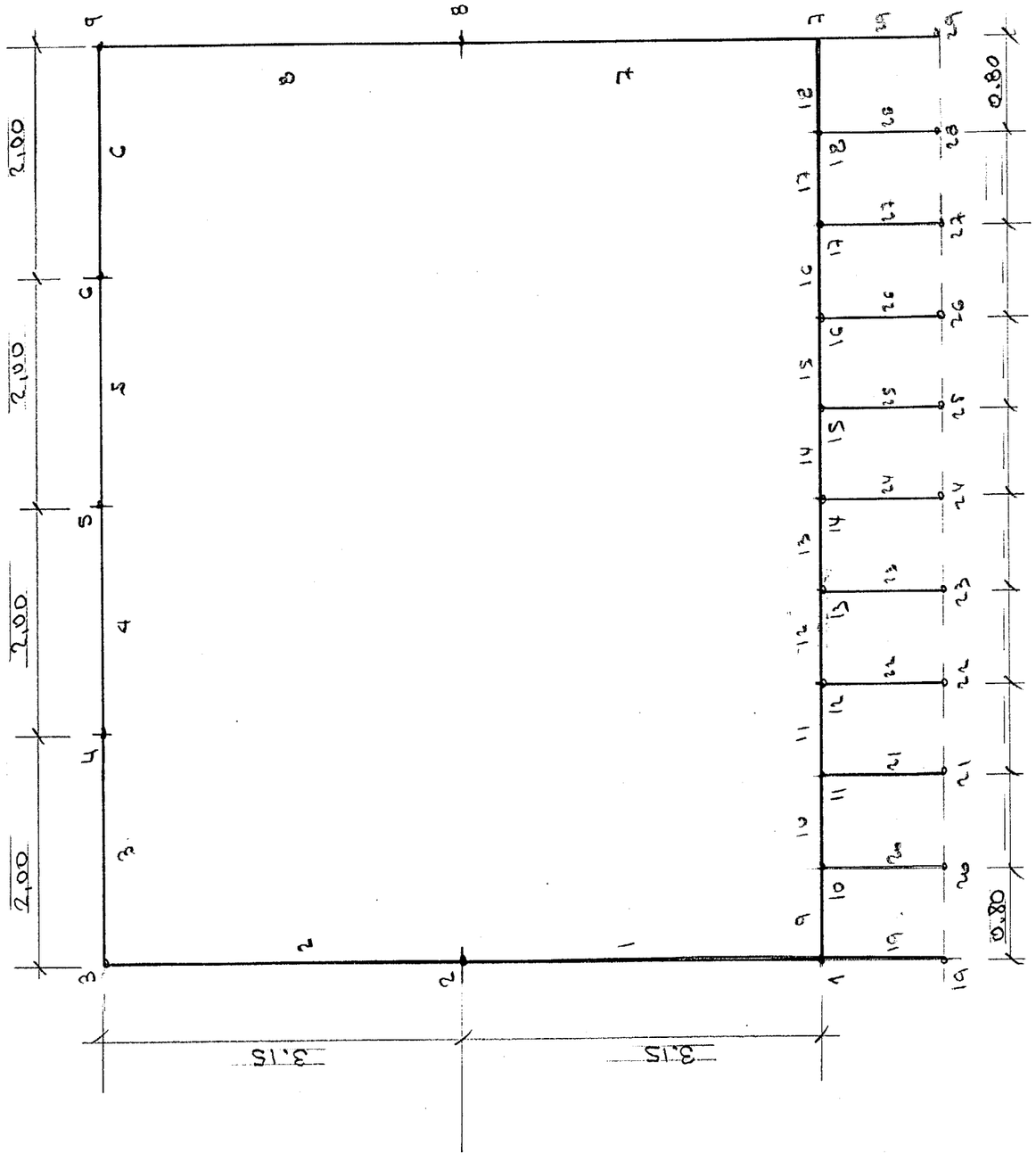
PASO INFERIOR Nº 7

Nº DE BARRAS . 29

Nº DE NUDOS . 29

ANCHO DE B. MATRIZ DE RIGIDEZ . 69

Nº DE HIPOTESIS . 15



ASUNTO	FECHA	REF.	HOJA

DEFINICION DE BARRAS.

Barras 19 y 29. (Fict.)

$\Delta L = \frac{F \times L}{A \times E}$ // $L/\Delta = \Delta L \times E/F$ // $L = 1\,(m) \cdot \frac{Ax}{210} \times \frac{E}{m \times \Omega}$

m = Módulo de balasto (t/m^3) = 1.000 t/m^3

Ω = Área de incidencia sobre la barra = $1{,}00 \times 0{,}80/2 = 0{,}40$ m^2

E = Módulo elastico del hormigón = $19.000\sqrt{250} = 3.004.164$ t/m^2

$\frac{Ax}{210}$ = Área de la barra.

$F = m \times \Omega = 1.000 \times 0{,}40 = 400$ t.

$L = 1\,(m) \cdot \frac{1{,}00 \times 0{,}40}{210} \times \frac{3.004.164}{400} = 14{,}31$ m

$Ax = 1{,}00 \times 0{,}40 / 210 = 0{,}0019$ m^2

$Iz = 10^{-8}$ m^4

Barras 20 á 28 (Fict.)

$F = 1.000 \times 0{,}80 = 800$ t.

$L = 1\,(m) \cdot \frac{1{,}00 \times 0{,}80}{210} \times \frac{3.004.164}{800} = 14{,}31$ m

$Ax = 1{,}00 \times 0{,}80 / 210 = 0{,}0038$ m^2

$Iz = 10^{-8}$ m^4

Resto de Barras.

$Ax = Ay = 1{,}00 \times 0{,}50 = 0{,}50$ m^2

$Iz = \frac{1}{12} \times 1{,}00 \times 0{,}50^3 = 0{,}010417$ m^4

SG-26

ASUNTO | FECHA | REF. | HOJA

ANALISIS DE CARGAS.

Los datos de partida que nos proporcionan formular en la parte de calzo superior, en sentido longitudinal y transversal, en función del ejecto determinador del próximo capítulo son:

Separación entre ejes carriles (1435+0,076) = 1,509 m
Altura carril en su Eje = 0,172 m
Ancho patín carril en su Eje = 0,150 m
Altura traviesa prismática = 0,220 m
Ancho traviesa inferior = 0,300 m
Espesor mínimo de balasto bajo traviesa = 0,300 m
Espesor de subbalasto = 0,250 m
Distancia eje carril a lado Exterior = 1,341 m
Entrevía máxima = 4,500 m
Separación ejes exteriores Eje Renfe = 8,000 m
Separación ejes exteriores Eje UIC = 4,500 m

Mediante reparto longitudinal de cargas, obtenemos en el eje de la losa superior, una serie de repartos de:

Renfe. $n_1 = 2(0,300/2 + 0,647/\tg 35° + 0,500/2) = 1,147$ m.
$n_2 = 3,00 + 1,147 = 4,147$ m.

UIC - $n_1 = 2(0,300/2 + 0,647/\tg 35° + 0,500/2) = 1,147$ m.
$n_2 = 4,50 + 1,147 = 5,947$ m.

Mediante reparto transversal de cargas, obtenemos en el eje de la losa superior, un ancho de reparto de:

1 vía - $m_1 = 1,509 + 2(0,150/2 + 0,220 + 0,647/\tg 35° + 0,500/2) = 2,950$ m.

SG-26

ASUNTO | FECHA | REF. | HOJA

2 Vías. Dos anchos de 2,930 m. separados 4,50 m. entre sus centros.

No habrá superposición de efectos entre vías hasta que la separación sea igual o menor a 2,950 m. Valores no compatibles con las especificaciones.

Coeficiente de Impacto.

masa = (0,500×2,5+1,041×1,2)/9,8 = 308,133 kg/m = m/seg²

Longitud = 9,00/cos 11,81° = 8,173 m.

$I = \frac{1}{12} \cdot 1,00 \times 0,53^3 = 0,010417$ m⁴

$E_c = 3,004 \cdot 10^9$ kg/m²

V = 350 km/h = 97,22 m/seg

$R_g = 0,010417/9,00 = 0,001302$

$R_v = 0,010417/8,00 = 0,001628$

$C_g = 0,001302 / (0,001302 + 0,001628)$
$C_g = 0,4440609$

$C = 8,56 - 0,4440609(8,56 - 1,52) = 5,683$

$\frac{1}{T} = 2,683 \sqrt{3,004 \times 10^9 \cdot 0,010417 / 308,133 \times 8,173^4} = 12,80$ seg⁻¹

$\mu = 97,22 \times 0,079128 / 2 \times 8,173 = 0,4646659$

$\Sigma = 5,5 - 0,4646659 / 1 - 0,4646659 + 0,4646659^2 = 4,0,20$

$i = 1,4020$

Según UIC hoja anexa entre flechas.

$\phi_2 = \frac{1,44}{\sqrt{L\phi} - 0,2} + 0,82$, donde $L_\phi = \frac{2 \times H + B}{3} \times 1,3 = 8,98$ m.

$\phi_2 = 1,3865$

SG-26

ASUNTO	FECHA	REF.	HOJA

CARGAS VERTICALES.

a- Carga permanente en losa superior.

Peso propio. 0,50 × 2,5 = 1,25 t/m²

Carga muerta. 1,00 × 1,7 = 1,70 t/m²

TOTAL 2,95 t/m²

b- Sobrecarga variable en losa superior.

Tramo Tipo 1.

1- 80 × 1,4020 / 1,147 × 2,950 × (cos 11,81°)² = 12,97 t/m²

2- 60 × 1,4020 / 2,647 × 2,950 × (cos 11,81°)² = 11,24 t/m²

3- 90 × 1,4020 / 4,147 × 2,950 × (cos 11,81°)² = 10,76 t/m²

Tramo Tipo 2.

1- 12 × 1,4020 / 2,950 × cos 11,81° = 5,82 t/m²

VC

1- 25 × 1,3865 / 1,947 × 2,950 × (cos 11,81°)² = 10,21 t/m²

2- 30 × 1,3865 / 2,347 × 2,950 × (cos 11,81°)² = 8,51 t/m²

3- 75 × 1,3865 / 4,347 × 2,950 × (cos 11,81°)² = 8,16 t/m²

4- 100 × 1,3865 / 5,947 × 2,950 × (cos 11,81°)² = 7,95 t/m²

5- 8 × 1,3865 / 2,950 × cos 11,81° = 3,70 t/m²

VC - SW2

1- 15 × 1,3865 / 2,950 × cos 11,81° = 6,94 t/m²

c- Carga permanente en barandilla.

Debido a su peso propio se aplicará a una fuerza

horizontal de valor total. 0,30 × 0,50 × 2,5 = 0,38 t/m

ASUNTO	FECHA	REF.	HOJA

CARGAS HORIZONTALES.

a- Tramo

SA. $T_A = \frac{1}{8}(9,9 + 0,9 \times 9,5) / 16,12 \times \cos 11,81° = 1,65$ t/m

SB. $T_B = \frac{1}{8}(12 + 0,9 \times 12) \times 8,68 / 16,12 \times \cos 11,81° = 1,67$ t/m

VC. $T_A = 0,25 \left(\frac{100 + 100}{2}\right) / 16,12 \times \cos 11,81° = 3,17$ t/m

$T'_B = 0,25 \left(\frac{8 + 8}{2}\right) \times 6,15 / 16,12 \times \cos 11,81° = 1,56$ t/m

4173

VC. SW2 $T_A = 0,25 \left(\frac{15 + 15}{2}\right) \times 8,68 / 16,12 \times \cos 11,81° = 4,13$ t/m

b- Carga permanente en barandilla.

Empuje activo superior. $E_a = 1,291 \times 1,3 \times 0,5 = 0,78$ t/m

Empuje activo inferior $E_a = 0,772 \times 1,3 \times 0,5 = 4,67$ t/m

Empuje pasivo superior $E_p = 1,291 \times 1,3 \times 0,5 = 1,19$ t/m

Empuje pasivo inferior $E_p = 1,72 \times 1,3 \times 2,5 = 5,59$ t/m

c- Carga variable en barandilla.

Empuje activo rectangular $0,30 \times 0,95 = 0,29$ t/m

Empuje pasivo rectangular $0,30 \times 0,5 = 0,15$ t/m

HIPOTESIS DE CARGAS.

Las hipótesis de cargas consideradas, necesarias para su posterior combinación, se definen según el origen de la acción, de la normativa aplicada, el número de vias cargadas y la posición de la carga en el vano.

Hipótesis 01. Peso propio + Resto de carga permanente + Empuje activo.

Hipótesis 02. Peso propio + Resto de carga permanente + Empuje reposo.

Hipótesis 03. Empuje reposo de sobrecarga móvil.

Hipótesis 04. Sobrecarga tipo A de Renfe en un lateral.

Hipótesis 05. Sobrecarga tipo A de Renfe en el centro del vano.

Hipótesis 06. Sobrecarga tipo A de Renfe en el otro lateral.

Hipótesis 07. Sobrecarga tipo B de Renfe.

Hipótesis 08. Frenado tren tipo A de Renfe.

Hipótesis 09. Frenado tren tipo B de Renfe.

Hipótesis 10. Sobrecarga UIC en un lateral.

Hipótesis 11. Sobrecarga UIC en el centro del vano.

Hipótesis 12. Sobrecarga UIC en el otro lateral.

Hipótesis 13. Sobrecarga uniforme de la UIC.

Hipótesis 14. Frenado de sobrecarga puntual de la UIC.

Hipótesis 15. Frenado de sobrecarga uniforme de la UIC.

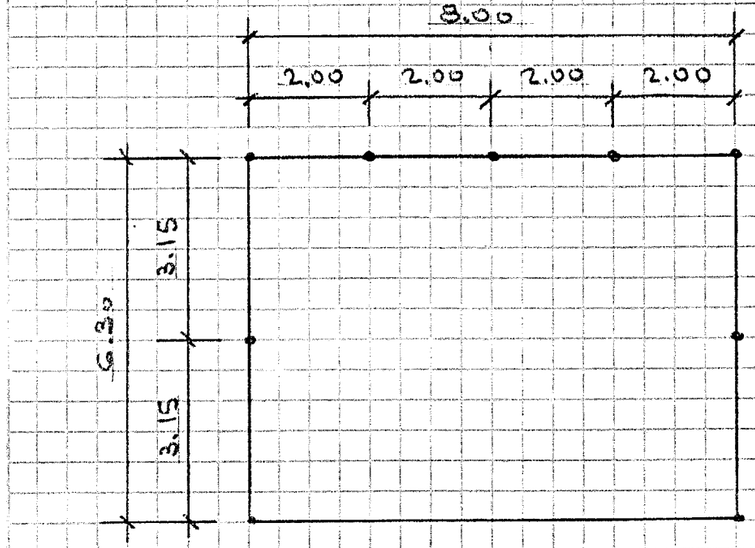
COMBINACION DE LAS HIPOTESIS DE CARGAS.

Para la aplicación del cálculo se combinan estas 15 hipótesis de carga de forma que se obtengan las situaciones más desfavorables en cada sección.

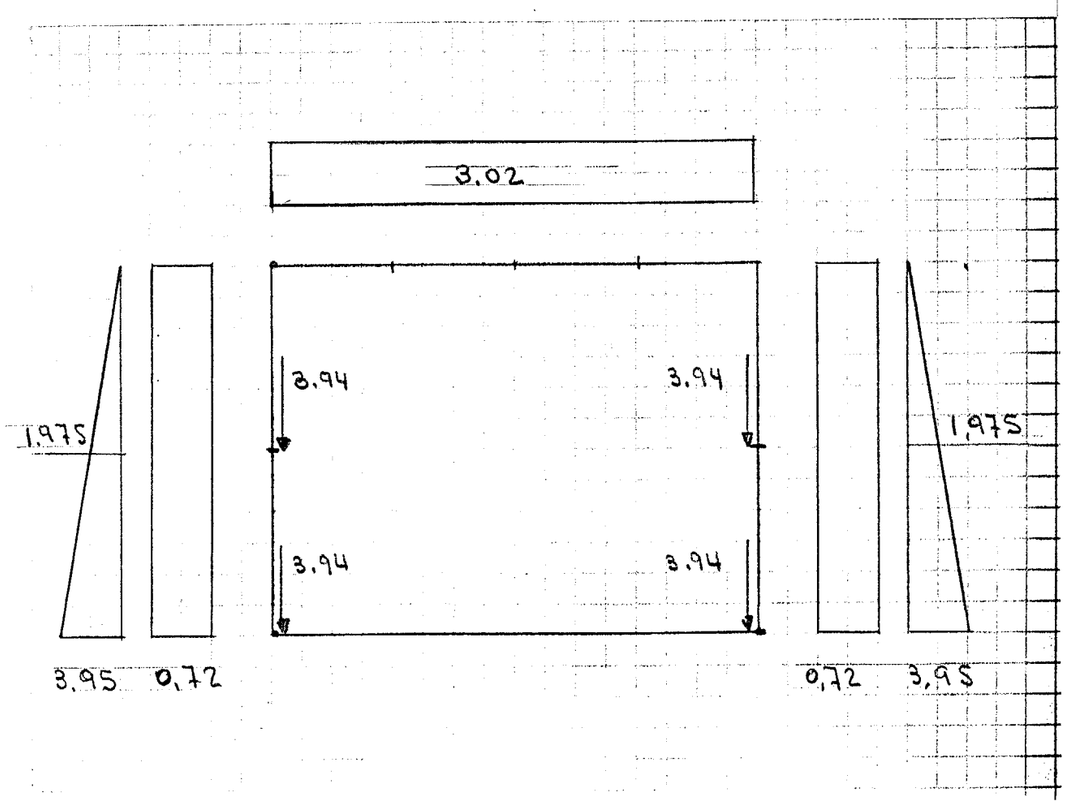
C-01	**H-01**	**E min. SC min.**
C-02	**H-02**	
C-03	**H-02 + H-03**	**E máx. SC min.**
C-04	**H-01 + H-04**	**E min. SC máx.**
C-05	**H-01 + H-05**	
C-06	**H-01 + H-06**	
C-07	**H-01 + H-07**	
C-08	**H-01 + H-10**	
C-09	**H-01 + H-11**	
C-10	**H-01 + H-12**	
C-11	**H-01 + H-13**	
C-12	**H-02 + H-03 + H-04 + H-08**	**E máx. SC máx.**
C-13	**H-02 + H-03 + H-05 + H-08**	
C-14	**H-02 + H-03 + H-06 + H-08**	
C-15	**H-02 + H-03 + H-07 + H-09**	
C-16	**H-02 + H-03 + H-10 + H-14**	
C-17	**H-02 + H-03 + H-11 + H-14**	
C-18	**H-02 + H-03 + H-12 + H-14**	
C-19	**H-02 + H-03 + H-13 + H-15**	

El cáculo se realiza con la implantación de los datos presentados anteriormente y los esfuerzos se obtienen con la aplicación del programa de Stress en estructura plana.

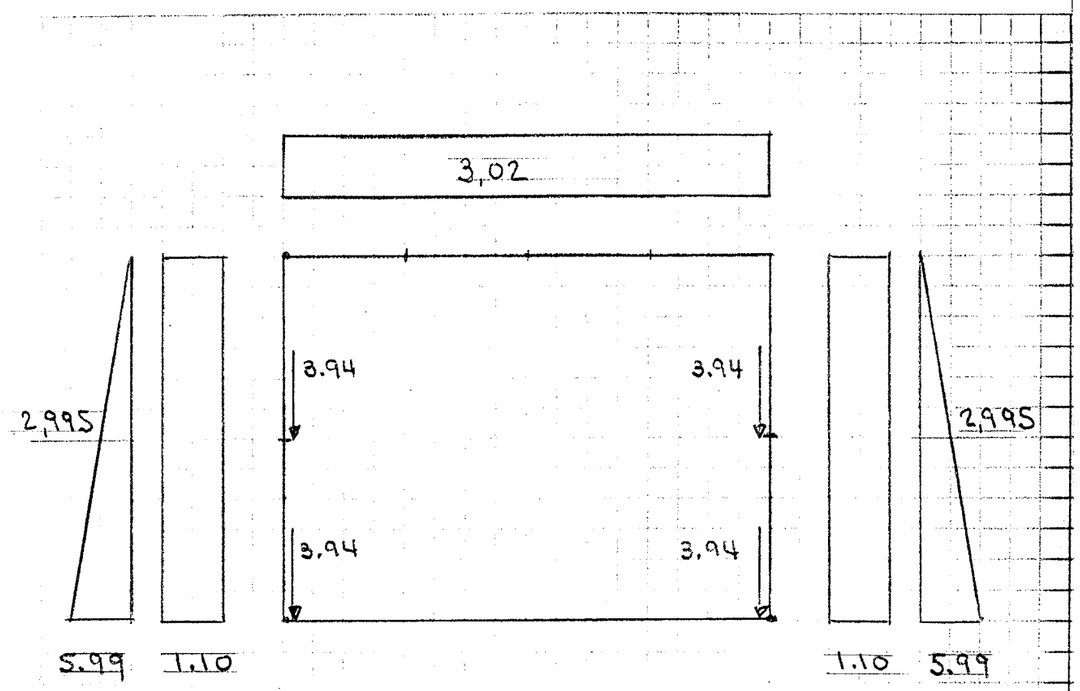
DEFINICION GEOMETRICA



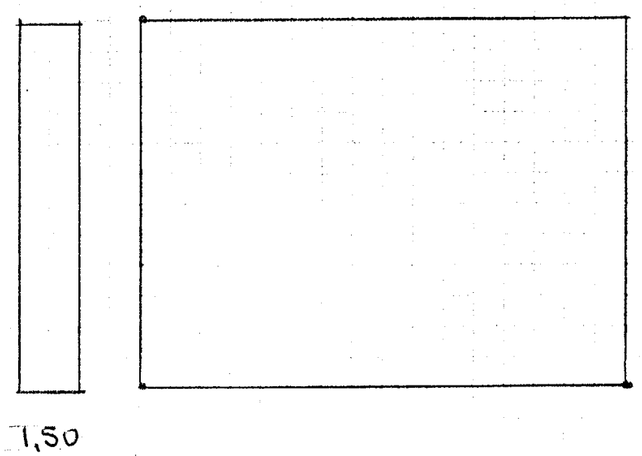
HIPOTESIS 1



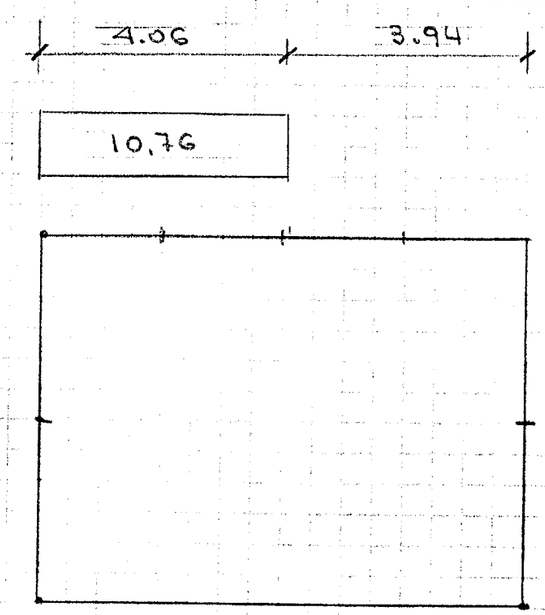
HIPOTESIS 2



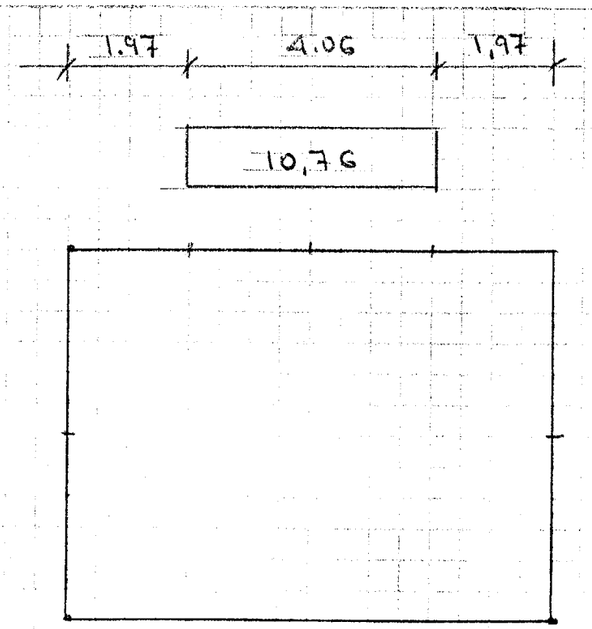
HIPOTESIS 3



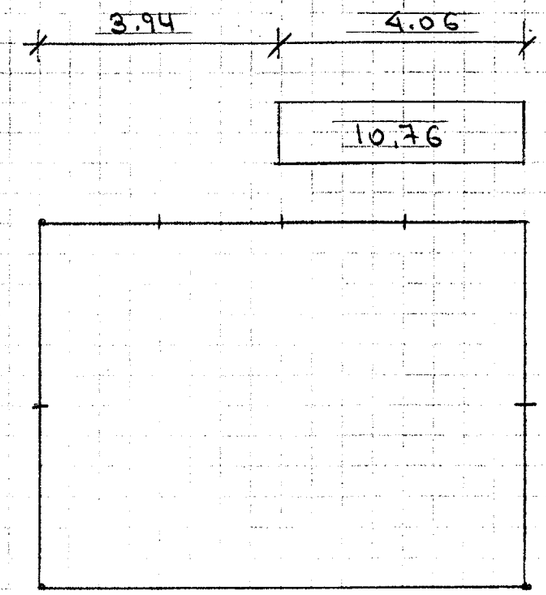
HIPOTESIS 4



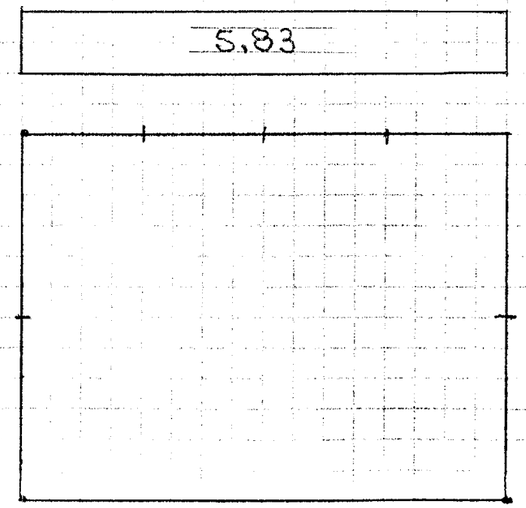
HIPOTESIS 5



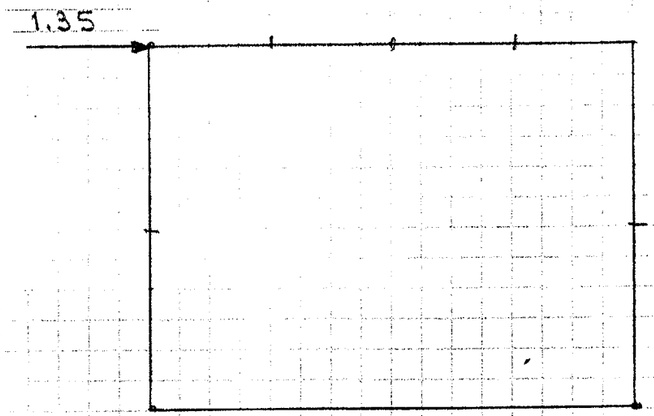
HIPOTESIS 6



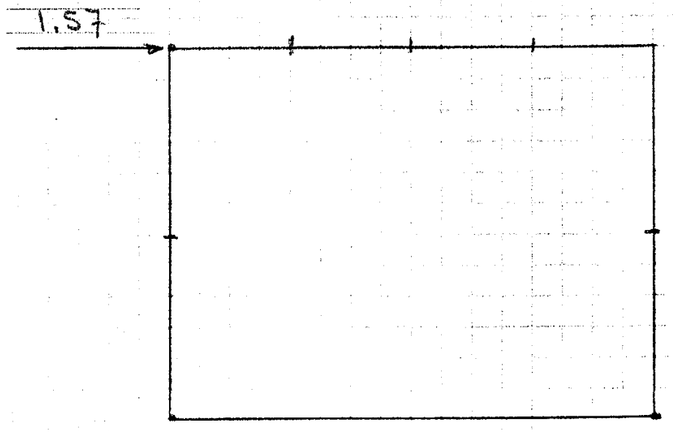
HIPOTESIS 7



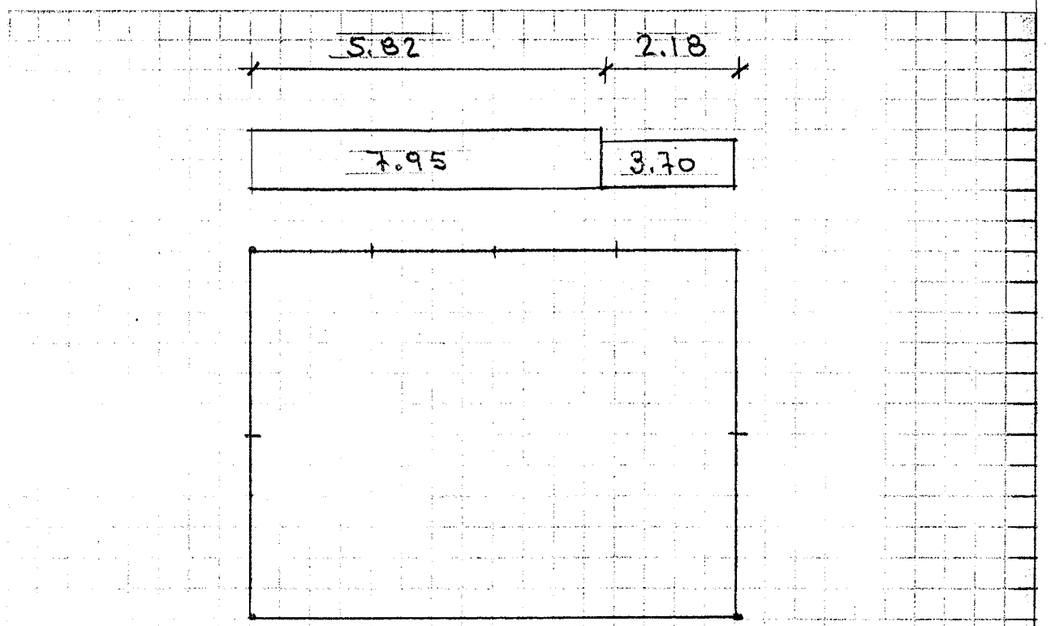
HIPOTESIS 8



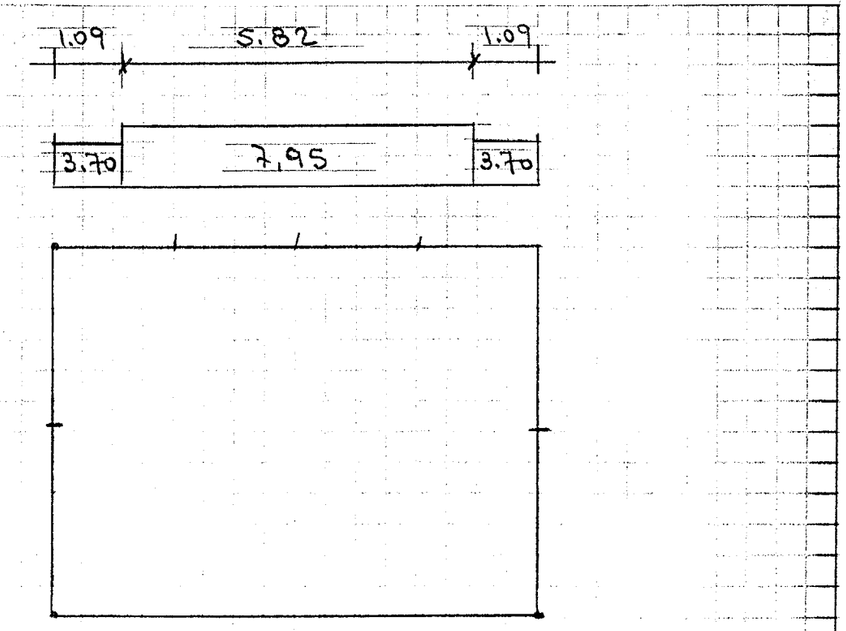
HIPOTESIS 9



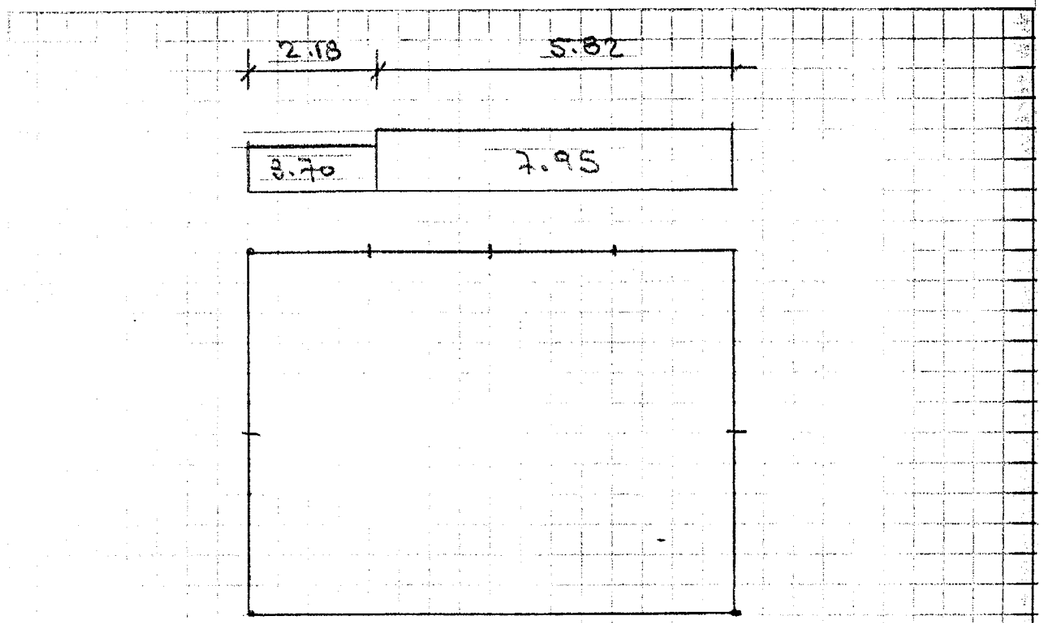
HIPOTESIS 10



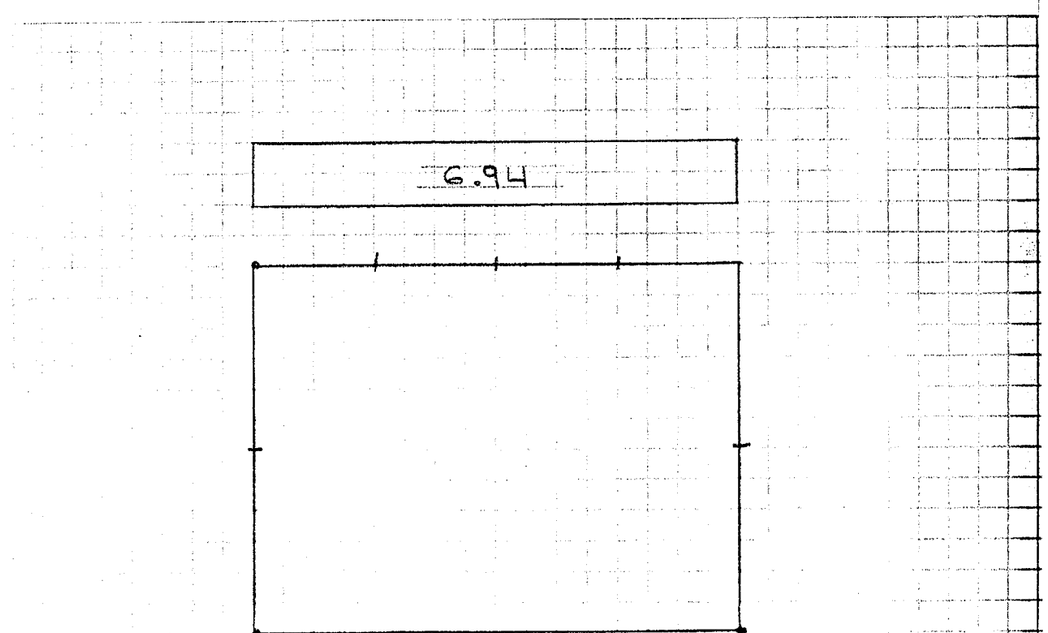
HIPOTESIS 11



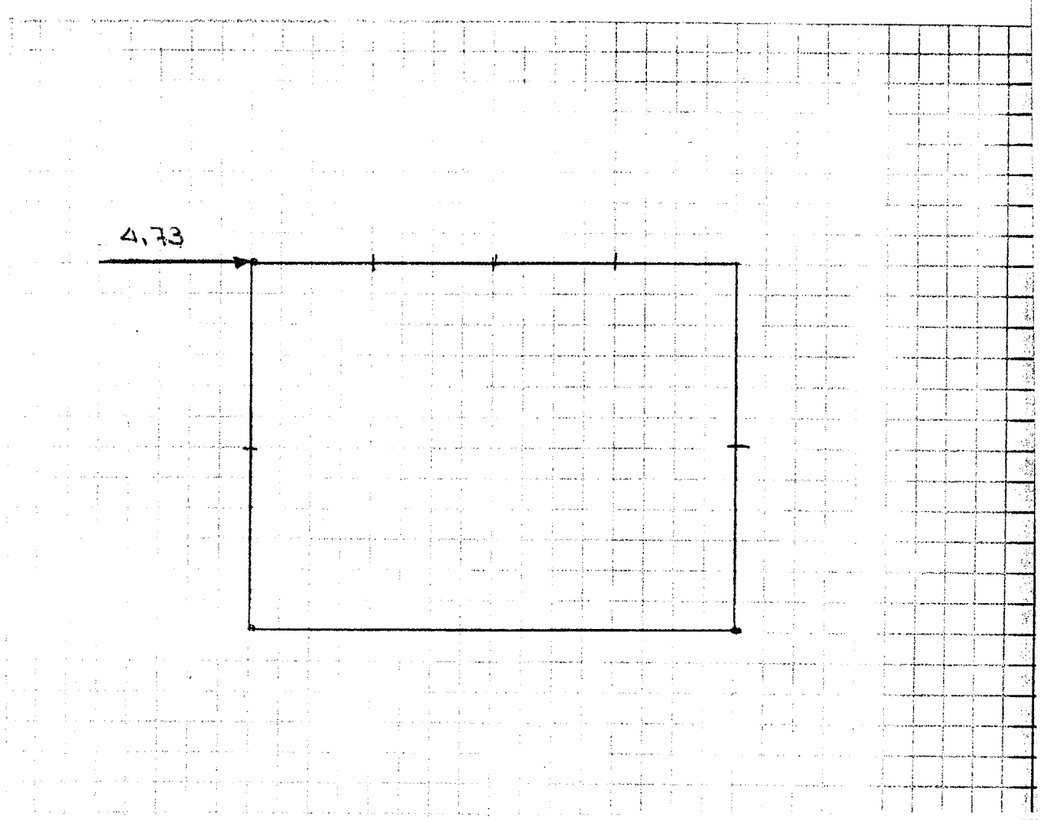
HIPOTESIS 12



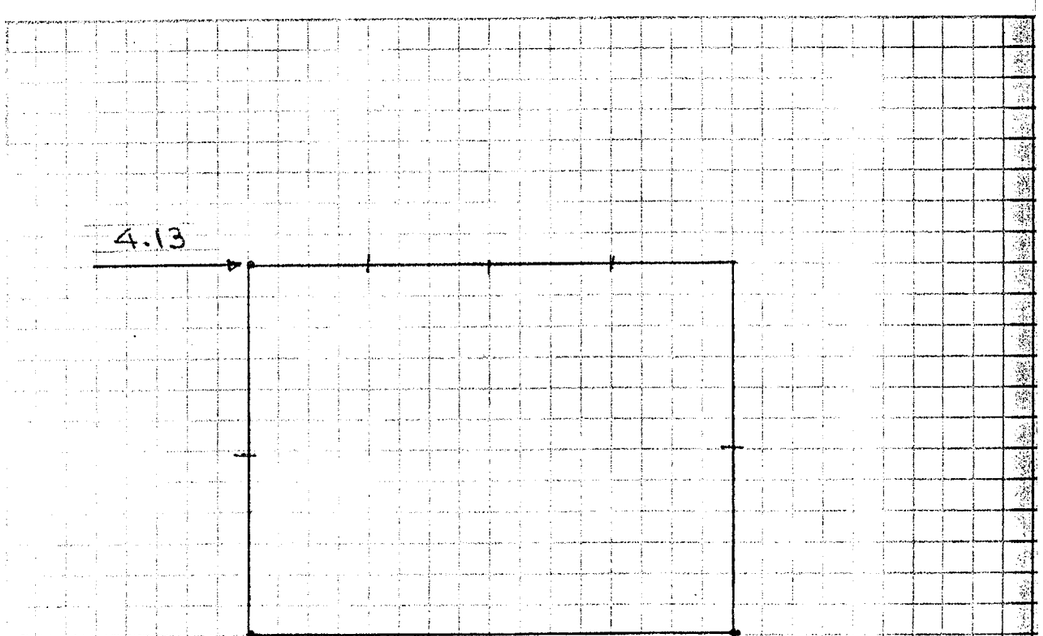
HIPOTESIS 13



HIPOTESIS 14



HIPOTESIS 15



ASUNTO | FECHA | REF. | HOJA

NOTAS PRELIMINARES AL DIMENSIONAMIENTO.

El momento flector real en el proceso de cálculo está referido al centro de cada sección, con lo que se ha comprobado con el correspondiente al eje que se ha supuesto en la armadura de tracción.

Los momentos de cumplimiento calculados se han ejecutado en el centro de cada elemento, con lo que se ha mejorado a la sección estimada en 0,75 - 0,15 = 0,60 + 0,175 m del punto considerado.

Los esfuerzos cortantes en los mismos elementos referidos, se efectúan en el centro de cada elemento, con lo que se han referido a la sección situada a: 0,60 + 0,15 = = 0,21 m.

En todo caso estos esfuerzos cortantes son reducidos en la aplicación de un coeficiente de impacto a los cargas, que el Plan en la Instrucción especifica es igual para los momentos flectores, en la Instrucción de la UIC es variable, pasando de 1,3857 a 1,2243.

En cuanto a la determinación de los momentos que se transmiten al carril, decir que en el cálculo está contemplado el coeficiente de impacto en las cargas móviles, cuando no alcanza los tensiones en cuanto, pero tampoco que los valores obtenidos sean con el coeficiente mayorado a los reales, superando en la seguridad.

SG-26

ASUNTO PASO INFERIOR Nº 7 - ARMADURAS. | FECHA | REF. | HOJA

DIMENSIONAMIENTO A FLEXION y CORTANTE.

A partir de los esfuerzos más desfavorables obtenidos, se dimensionan las cuantías de armaduras necesarias en cada sección, mediante la aplicación de la Instrucción EH-91, comprobando el cumplimiento del estado límite de fisuración del diámetro máximo de armadura colocado.

1 - ESFUERZOS MAXIMOS.

a. Hastiales. Inferior. Nudo 1 - Barra 1. C-16

Nd = 69,242 t/m Vd = 33,217 t/m Md = 98,972 mt/m (-)

Superior. Nudo 4 - Barra 8. C-14

Nd = 87,663 t/m Vd = 19,747 t/m Md = 98,938 mt/m (-)

centro. Nudo 2 - Barra 1. C-3

Nd = 23,203 t/m Vd = — Md = 17,390 mt/m (+)

b. Losa Superior. Cara superior. Nudo 9 - Barra 6. C-14

Nd = 20,804 t/m Vd = 72,009 t/m Md = 83,253 mt/m (-)

Cara Inferior. Nudo 8 - Barra 9. C-6

Nd = 10,792 Vd = — Md = 94,329 mt/m (+)

c. Losa Inferior. Cara Inferior. Nudo 1 - Barra 9. C-7

Nd = 18,579 t/m Vd = 54,893 t/m Md = 77,090 mt/m (-)

Cara Superior. Nudo 14 - Barra 13. C-6

Nd = 16,373 t/m Vd = — Md = 82,128 mt/m (+)

SG-26

2- ARMADURAS.

a. Hastiales.

Armadura Exterior Superior. $U_c = 100 \times 0{,}46 \times 0{,}9 \times 2500 / 1{,}5 = 690$ t/m

$\mu = 0{,}312$, $\nu = 0{,}100$ $\omega = 0{,}309$

$U_s = 0{,}309 \times 690 = 213$ t/m.

Dispondremos 10 ϕ25 p.m.e (217,7 t/m) y R. ϕ16 a 20 cm (44,58 t/m)

Armadura Exterior Superior. $U_c = 690$ t/m

$\mu = 0{,}315$, $\nu = 0{,}127$, $\omega = 0{,}287$

$U_s = 0{,}287 \times 690 = 198$ t/m

Dispondremos 10 ϕ25 p.m.e (217,7 t/m) y R. ϕ16 a 20 cm (44,58 t/m)

Armadura Interior. $U_c = 690$ t/m

$\mu = 0{,}055$, $\nu = 0{,}034$, $\omega = 0{,}04$

$U_{s\,min} = 14{,}96$ t/m

Dispondremos 5 ϕ12 p.m.e (25,284 t/m) y R. ϕ12 a 20 cm (25,284 t/m)

Armadura mínima vertical. $0{,}9 \times 100 \times 50 \times 5{,}1 / 1{,}15 \times 1000 = 19{,}96$ t/m

Armadura mínima horizontal. $1{,}6 \times 100 \times 50 \times 5{,}1 / 1{,}15 \times 1000 = 35{,}48$ t/m

Comprobación a cortante.

$V_{cu} = 1{,}00 \times 0{,}46 \times 0{,}8 \times 10 \times \sqrt{250 \times 0{,}9 / 1{,}5} = 28{,}17$ t/m.

$V_s = 33{,}217 - 28{,}17 = 5{,}047$ t/m

cercos mínimos. $0{,}02 \times b \times f_{cd} = 33{,}33$ t/m.

Dispondremos cercos de ϕ10 a 20 cm. cada 20 cm.

$0{,}9 \times 0{,}46 / 0{,}20 \times 5 \times 0{,}79 \times 4{,}2 = 34{,}34$ t/m > 33,33 t/m

b. Losa Superior.

Armadura Exterior. $U_c = 1{,}00 \times 0{,}46 \times 2500 / 1{,}5 = 767$ t/m

$\mu = 0{,}236$, $\nu = 0{,}027$, $\omega = 0{,}265$

$U_s = 0{,}265 \times 767 = 203$ t/m

Dispondremos 10 ϕ25 p.m.e (217,7 t/m) y R. ϕ16 a 20 cm (44,58 t/m)

Armadura Interior. $U_c = 767$ t/m

$\mu = 0{,}276$, $\nu = 0{,}014$, $\omega = 0{,}324$

$U_s = 0{,}324 \times 767 = 249$ t/m.

Dispondremos 12 ϕ25 p.m.e. (261,2 t/m) y R. ϕ16 a 20 cm (44,58 t/m)

Comprobación a cortante.

$V_{cu} = 1{,}00 \times 0{,}46 \times 0{,}8 \times 10 \times \sqrt{250 \times 0{,}9 / 1{,}5} = 29{,}69$ t/m

$V_s = 72{,}009 - 29{,}69 = 42{,}32$ t/m

cercos mínimos. $0{,}02 \times b \times f_{cd} = 33{,}33$ t/m.

Dispondremos cercos de ϕ10 a 15 cm. cada 20 cm

$0{,}9 \times 0{,}46 / 0{,}15 \times 5 \times 0{,}79 \times 4{,}2 = 45{,}79$ t/m > 42,32 t/m

c. Losa Inferior.

Armadura Superior. $U_c = 767$ t/m

$\mu = 0{,}218$, $\nu = 0{,}024$, $\omega = 0{,}242$

$U_s = 0{,}242 \times 767 = 185$ t/m

Dispondremos 10 ϕ25 p.m.e (217,7 t/m) y R. ϕ16 a 20 cm (44,58 t/m)

Armadura Superior. $U_c = 767$ t/m

$\mu = 0{,}233$, $\nu = 0{,}021$, $\omega = 0{,}266$

$U_s = 0{,}266 \times 767 = 204$ t/m

Dispondremos 10 ϕ25 p.m.e (217,7 t/m) y R. ϕ16 a 20 cm (44,58 t/m)

ASUNTO	FECHA	REF.	HOJA

Comprobación a cortante

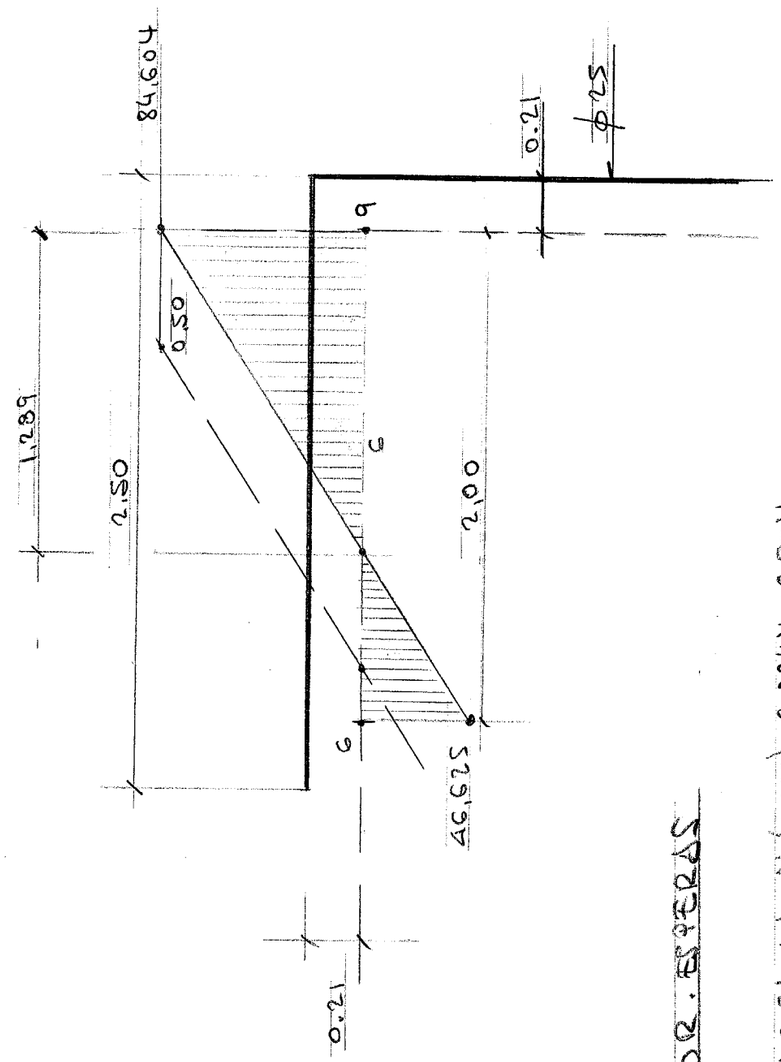
$V_{cu} = 1,00 \times 0,46 \times 0,5 \times 10 \times \sqrt{25,0/1,5} = 29,69$ t/m

$V_s = 54,893 - 29,69 = 25,20$ t/m

cercos mínimos $0,02 \times 6 \times f_{yd} = 33,33$ kg/m

Disponemos cercos ø 5 a 20 cm. cada 20 cm

$0,9 \times 0,46 / 0,20 \times 5 \times 0,79 - 4,22 = 34,84$ kg/m $> 33,33$ kg/m



LOSA SUPERIOR. ESPERAS

$L = 1,289 + 0,80 + 0,21 + \text{Lado}(0,885) = 2,384 \text{ M} < 2,50 \text{ M.}$

Cada $1,4 \times 33 \times 2,45 / 3 = 38,80$ cms

COMPROBACION DEL ESTADO LIMITE DE FISURACION.

La disposición de la obra, en cuanto a las condiciones medioambientales se refiere, da lugar a las siguientes reflexiones:

a- Su situación, referida a la zona de ubicación, enmarca a la estructura en un medio exterior normal (no agresivo).

b- El terreno circundante y el de asiento de la estructura, puede considerarse como agresivo a tenor de lo expresado en las condiciones generales del Informe Geotécnico y por lo tanto las aguas pueden resultar ligeramente acidas en su discurrir por el terreno natural.Ahora bien, los terraplenes proceden de prestamos diferentes en su composición al terreno natural y la obra de fábrica estará envuelta por las cuñas de transición, de calidad más estricta y que al ser más drenante, dificultará la posibilidad de que las aguas agresivas lleguen a los paramentos. Es decir:

Las caras de la obra en contacto solo con la atmosfera están claramente en Ambiente II.

Las caras del trasdos de los hastiales estarán en contacto con las cuñas de transición y la cara superior de la losa superior estará en contacto con el subbalasto con remotas posibilidades de que el agua de escorrentía llegue a ellas.

La losa inferior se apoya en el hormigón de limpieza, que actúa a modo de incremento del recubrimiento aumentando la protección de las armaduras inferiores. La cara superior de ésta losa está sometida al peso de las tierras y al firme del camino que pasa por la estructura, de modo que los esfuerzos se verán reducidos y por tanto la fisuración.

Por todo ello podemos tambien considerar a todas éstas caras como inmersas en un Ambiente II, con la condición de efectuar una protección de los paramentos mediante impermeabilización superficial de los mismos.

ASUNTO	FECHA	REF.	HOJA

Comprobamos la fisuración en las diferentes secciones con Ambiente II.

Hastiales. Cara exterior Inferior.

ϕ: 25 mm. c: 40 mm. $\rho = 10 \times 4{,}91 / 100 \times 50 = 0{,}009820$

Tensión de servicio máx. $\sigma_s = 0{,}80 \times \frac{5.100}{1{,}6 \times 1{,}5} \times \frac{213}{213{,}7} = 2.170$ kp/cm²

Tensión de trabajo máx. $\sigma_b = (100 \times 0{,}009820 \times 2) \sqrt{\frac{10}{25}} \times 1000 = 2.587$ kp/cm² $> \sigma_s$

Losa Superior. Cara Inferior.

ϕ: 25 mm. c: 40 mm. $\rho = 12 \times 4{,}91 / 100 \times 50 = 0{,}011784$

Tensión de servicio máx. $\sigma_s = 0{,}80 \times \frac{5.100}{1{,}6 \times 1{,}5} \times \frac{249}{261{,}2} = 2.414$ kp/cm²

Tensión de trabajo máx. $\sigma_b = (100 \times 0{,}011784 \times 2) \sqrt{\frac{10}{25}} \times 1000 = 2755$ kp/cm² $> \sigma_s$

Losa Inferior. Cara Superior.

ϕ: 25 mm. c: 40 mm. $\rho = 10 \times 4{,}91 / 100 \times 50 = 0{,}009820$

Tensión de servicio máx. $\sigma_s = 0{,}80 \times \frac{5.100}{1{,}6 \times 1{,}5} \times \frac{204}{213{,}7} = 2.078$ kp/cm²

Tensión de trabajo máx. $\sigma_b = (100 \times 0{,}009820 \times 2) \sqrt{\frac{10}{25}} \times 1000 = 2.587$ kp/cm² $> \sigma_s$

Al todas las secciones, la que tiene mayor tensión de servicio son las dadas en encontrarse en Ambiente III, la cara inferior del hastial.

Son las características de la fisura máxima.

$w_k = 0{,}19 \times 40/25 = 0{,}15$ mm

$\sigma_s = 2.170$ kp/cm²

$w_k = 1{,}7 \times S_m \times \varepsilon_{sm} \geq 0{,}15$ mm

$S_m = 2 \times 40 + 0{,}2 \times 100 + 0{,}4 \times 0{,}125 \frac{25 \times 100 \times 25}{4{,}91 \times 10^2} = 131{,}82$ mm

$\varepsilon_{sm} = \frac{2.170}{2{,}1 \times 10^6} \left[1 - 0{,}5 \left(\frac{553}{2170} \right)^2 \right] = 0{,}001000 + 0{,}000413$

$w_k = 1{,}7 \times 131{,}82 \times 0{,}001 = 0{,}224$ mm.

ASUNTO | FECHA | REF. | HOJA

TENSIONES.

Las tensiones máximas que se transmiten al terreno son:

Sexp máximo. Hueco 7 - Barra 29 σ = 1,2

Nd = 18,4 t/m.

σ = 18,4 x 2 / 1,6 x 2,50 = 28,75 t/m²

La carga permanente supone un 0,3022 del total, luego

σ = 28,75 (1 - 0,3022) / 1,8362 + 28,75 x 0,3022 = 23,70 t/m²

Peso propio losa superior. 0,50 x 2,5 = 1,25 t/m²

Tensión máxima. σ = 28,75 + 1,25 = 24,95 t/m²

Tensión admisible terreno. σ = 24,95 / 1,2 = 19,10 t/m²

Como sólo el 50% del terreno edificable, la tensión del terreno es de 2,5 kp/cm², con este hueco perfectamente de cumplimiento transmitida con la estructura.

SG-26

ASUNTO | FECHA | REF. | HOJA

ESTUDIO DEL VOLADIZO DE UNIÓN CON LA LOSA-PASEO ACTUAL.

La unión de la obra nueva con la actualmente existente requiere la ejecución de un voladizo, prolongación de la losa superior, que apoya en un muro de hormigón existente previa adecuación de los mismos y en obra.

Dicho voladizo, que trabaja por lo tanto empotrado en la losa superior del nuevo, apoyado en los estribos actuales y sobre el muro de hormigón lado, tiene una dimensión máx. de lx = 9,17 m y lx = 3,50 m.

Según el método elástico, para un coeficiente de Poisson ν = 0,18, los momentos flectores unitarios en ambas direcciones son:

Mx/ly = 0,11

q = 5,02 + 10,76 = 13,78 t/m²

Momento de empotramiento, máx. Mx = 0,061 x q x 500 = 9,43 m·t/m

Momento en el borde libre, máx. Mx = 0,061 x q x 100 = 1,85 m·t/m

Reducción del momento de empotramiento 20% en máx.

Incremento del momento de vano 20% de máx.

Mx = 9,43 (1 - 0,20) x 1,6 = 12,07 m·t/m

My = 1,85 + 9,43 x 0,20 x 1,6 = 5,98 m·t/m

Vy = 1,10 x 0,46 x 2500 / 1,5 = 757 t/m

Armadura longitudinal.

Hy = 27 t/m Hy' = 13 t/m

Hy' = 1,5 x 130 x 85 x 5,1 / 4200 x 1000 = 33,28 cm²/m. Entre

anclaje caucho.

SG-26

ASUNTO **P.I.Nº7 - ALETAS**

FECHA | REF | HOJA

El Paso Inferior nº7 se remata por su lado este mediante dos aletas que se abren formando 30° con los paramentos de la estructura principal.

Tienen longitudes de 7,52 y 11,05 m. con alturas de rasante variables de 2,00 a 6,30 m., de modo que la altura que vamos a considerar en el cálculo es de: $(6,30-2,00)\,2/3+2,00=4,87$ m. más los 0,80 m. de zapata, lo que hace una altura total de cálculo de 5,37 m.

El ancho de la zapata también es variable, siendo el talón de 0,50 a 2,50 m. de modo que el ancho de cálculo será de: $(2,50-0,50)\,2/3+0,50=2,17$ m, más los 0,50 m. de hastial, más los 0,50 m. de puntera, el total de ancho de cálculo es de 3,17 m.

El ángulo en que el talud incide sobre las aletas, es de unos 15°, como máximo.

En estas condiciones y para un Á. de R.T. de φ=30°, el coeficiente de empuje activo horizontal es de 0,40

Comprobemos la aleta así definida.

Empuje. $\frac{1}{2}\times 1,9\times 5,37^2\times 0,40 = 10,96$ t/m

Mto. de vuelco $10,96\times 5,37/3 = 19,61$ mt/m

$4,87\times 0,50\times 2,5$	$=6,0875$	$\times 0,7500$	$=4,5656$
$0,50\times 3,17\times 2,5$	$=3,9625$	$\times 1,5850$	$=6,2806$
$4,87\times 2,17\times 1,9$	$=20,0791$	$\times 2,0850$	$=41,8647$
$\frac{1}{2}\times 0,58\times 2,17\times 1,9$	$=1,1924$	$\times 2,4467$	$=2,9255$

ASUNTO

FECHA | REF | HOJA

Peso = 31,32 t/m

Mto. estabilizador = 55,54 mt/m

Coef. de estabilidad al vuelco $c_v = 55,54/19,61 = 2,84 > 1,8$

Coef. estabilidad deslizamiento $c_{es} = 31,32\times 0,65/12,96 = 1,57 > 1,5$

Terreno: $\varepsilon_t = 1,150$ m $> 3,17/3 = 1,05$ m $\rightarrow e_0 = 0,435$ m.

$$\sigma = \frac{31,32}{3,17}\left(1+\frac{6\times 0,435}{3,17}\right) = \begin{cases} 18,01\ t/m^2 = 1,8\ kg/cm^2 \\ 1,75\ t/m^2 \end{cases}$$

Hormigón en masa H-200, en acero AEH-500 y un recubrimiento de 40 mm. Las armaduras serán:

* Hastial

$H = \frac{1}{2}\times 1,9\times 4,37^2\times 0,40\times 4,67/3 = 14,63$ mt/m

$M_d = 14,63\times 1,6 = 23,41$ mt/m $\quad V_u = 1,00\times 0,46\times 0,9\times \frac{2000}{1,5} = 552$ t/m

$V_d = 0,92\times 23,41\left(1+\frac{23,91}{0,46\times 552}\right) = 53,92$ t/m

Armadura principal mínima: $0,9\times 100\times 50\times 5,1/1,15\times 10^{-3}\,\mathrm{cm} = 19,96$ t/m

Armadura horizontal mínima $1,5\times 100\times 50\times 5,1/1,15\times 1000 = 33,26$ t/m

Despiezamos en la cara del tierra.

vertical. — 5 Ø20 puf (69,66 t/m) > 53,92 t/m

horizontal — Ø12 a 20 cm (25,08 t/m)

Despiezamos en la cara libre.

vertical — 5 Ø10 puf (17,42 t/m)

horizontal — Ø10 a 20 cm (17,42 t/m)

De modo que se cumple:

A. vertical 69,66 t/m > 53,92 t/m

17,42 t/m > 19,96/2 t/m.

A. horizontal. 17,42 t/m > 33,26/2 t/m y $(25,08+17,42)$ t/m > 33,26 t/m

ASUNTO	FECHA	REF.	HOJA

B - ZAPATA. Puntera.

$M = 18,01 \times 0,85^2/2 = 2,25$ mt/m

$Md = 2,25 \times 1,6 = 3,60$ mt/m $Vc = 1,00 \times 0,46 \times \frac{2000}{1,5} = 613$ t/m

$Vu = 0,97 \cdot \frac{3,60}{0,46} \left(1 + \frac{3,60}{0,46 \times 613}\right) = 7,67$ t/m

Tomamos las mismas armaduras mínimas que para el bastial, ya que resulta:

Armadura inferior principal $\phi 10$ c/m (17,42 t/m)

Armadura inferior de reparto. $\phi 10$ a 20 cm. (17,42 t/m)

C - ZAPATA. Talón.

$M = \left(4,87 \times 1,9 + 0,25 \times \frac{2,5}{3}\right) \times 2,17^2/2 + 1,1987 \times 1,4467 = 26,46$ mt/m

$Md = 26,46 \times 1,6 = 42,33$ mt/m. $Vc = 1,00 \times 0,46 \times \frac{2000}{1,5} = 613$ t/m

$Vu = 0,97 \cdot \frac{42,33}{0,46} \left(1 + \frac{42,33}{0,46 \times 613}\right) = 102,66$ t/m

Tomamos las mismas armaduras mínimas que para el bastial, ya que resulta:

Armadura inferior principal $\phi 25$ c/m (138,85 t/m)

Armadura inferior de reparto. $\phi 12$ a 20 cm. (23,09 t/m)

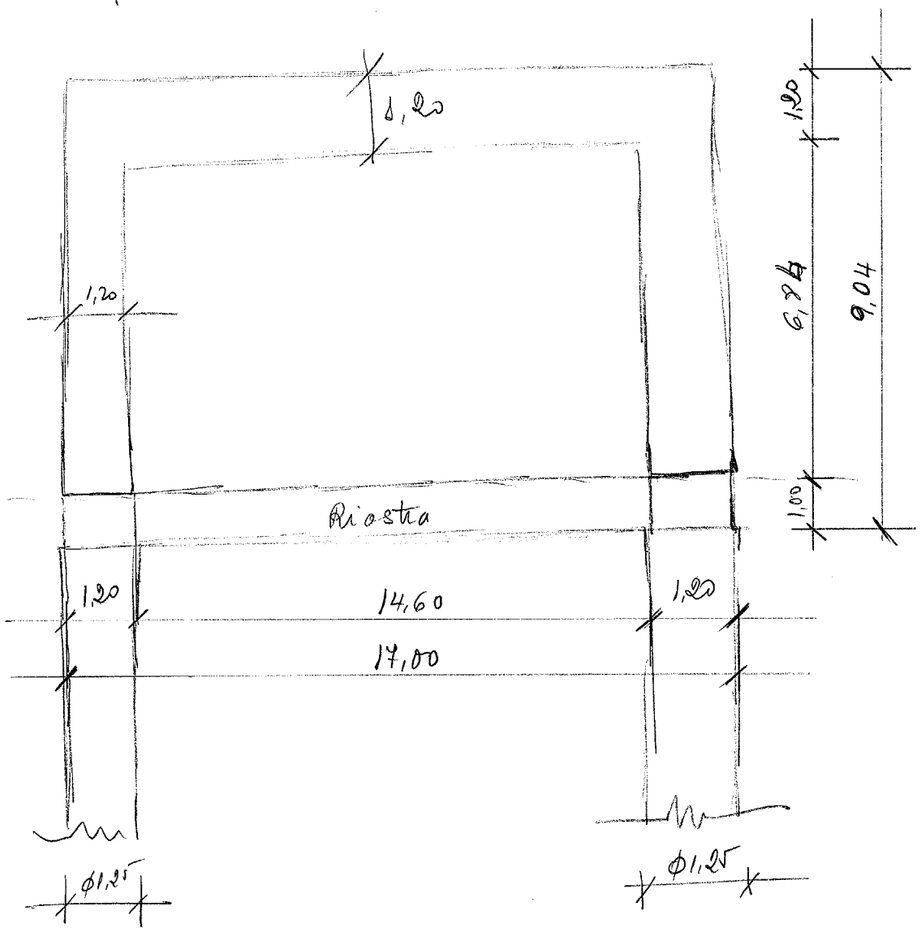
PASO SOBRE LA ACEQUIA REGUEROS

C A L C U L O S

Calculo Portico Acequia Regueros-

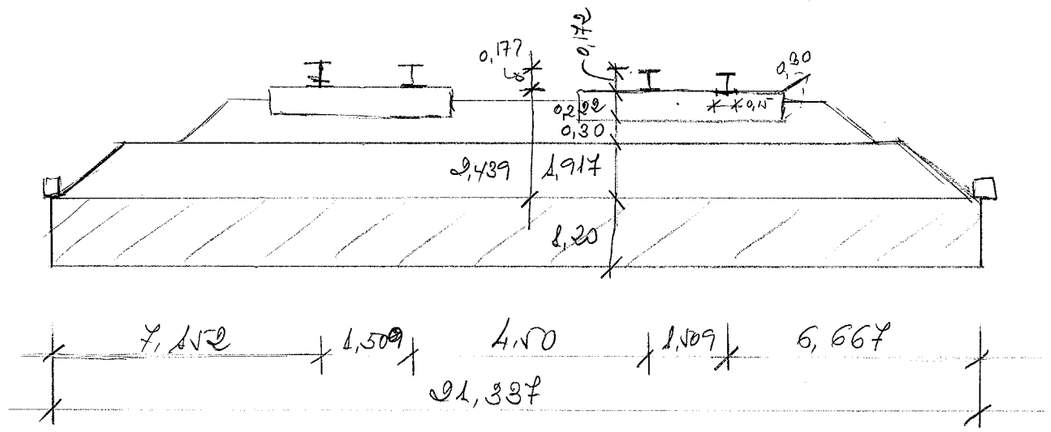
1- Geometria del Portico.-

* Seccion Longitudinal.- (recta)



Inclinacion = 75,96°

* Seccion transversal.- (recta)



2- Materiales y Coeficientes.-

2.1- Materiales.-

Hormigón Marco — H-250
Hormigón Aletas — H-200
Hormigón Pilotes — H-200
Armadura (toda) — AEH-500

2.2- Coeficientes.-

Coef. minoracion hormigon — $\gamma_c = 1.50$
Coef. minoracion Acero — $\gamma_s = 1.15$
Coef. mayoracion Cargas — $\gamma_f = 1.60$

* Coeficiente de Impacto:

$$\text{Masa} = (1,20 \times 2,90 + 2,611 \times 1,70)/9,80 = 0,759\ t/m^2 \times seg^{-2}$$

$$\text{longitud} = \frac{15,80}{\text{raiz } 75,895} = 16,291\ m.$$

$$I = \frac{1}{12} \times 1,00 \times 1,20^3 = 0,144\ m^4$$

$$E = 3.004.000,-\ t/m^2$$

$$V = 200\ km/h = 55,556\ m/seg$$

$$R_s = 0,144/14,80 = 0,009729973$$
$$R_h = 0,144/13,90 = 0,010359471 \Big\} C_R = 0,484320576$$

$$C = 3,56 - 0,484320576 \times (3,56 - 1,57) = 2,5962$$

$$\frac{1}{T} = 2,5962 \times \sqrt{\frac{3,004 \times 10^9 \times 0,144}{759 \times 16,29^4}} = 7,2857\ seg^{-1}$$

$$\mu = \frac{55,556 \times 0,1354}{2 \times 16,29} = 0,23089$$

$$I = 67\% \times \frac{0,23089}{1 - 0,23089 + 0,23089^2} = 18,25\%$$

Coef impacto = 1,1825

* Segue la ficha de la UFC.- para Mf:

$$\phi_2 = \frac{1,44}{\sqrt{L\phi} - 0,2} + 0,22 \rightarrow L\phi = \frac{2 \times 13,90 + 14,80}{3} \times 1,3 = 18,46m$$

$$\phi_2 = 1,1715$$

Reducción por espesor del Relleno:

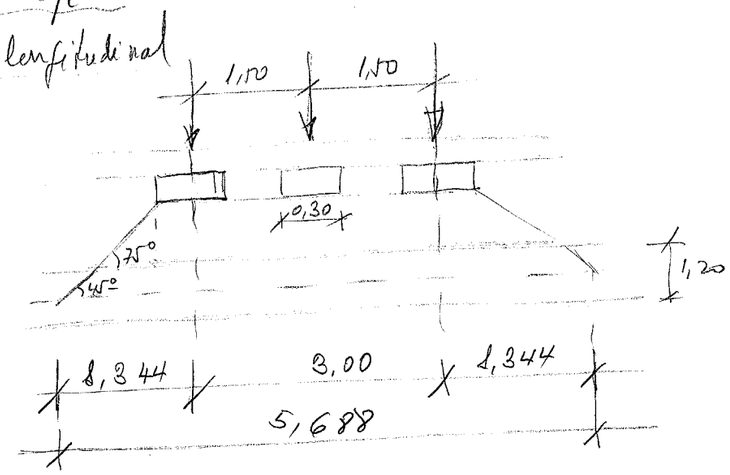
$$0,1(2,439 - 1) = 0,1439$$

$$\phi_2 = 1,1715 - 0,1439 = 1,0276$$

2.3.- Reparto en Profundidad de las Cargas Verticals.-

2.3.1.- Recto.-

* Reparto longitudinal



$$bl = 2 \times \left[\frac{0,30}{2} + \frac{2,217}{tg\,75} + \frac{1,20}{2}\right] + 3,00 = 2,689 + 3,00 = 5,689\ m$$

* Reparto transversal.- (ver página 2, esquema)

$$b_t = 2 \times \left[\frac{0,15}{3} + 0,222 + \frac{2,217}{tg\,75^\circ} + \frac{1,20}{2} \right] + 1,709 = 4,491 \text{ m.}$$

no hay superposición de Cargas.-

2.3.2.- U.I.C.-

* Reparto longitudinal.-

en este caso la Separación de Cargas es 4,80

$$b_l = 2,688 + 4,80 = 7,488 \text{ m.}$$

* Reparto transversal.-

Igual que Reufe.-

3.- Acciones a Considerar.-

C.P.-

- PP de la obra
- Peso de las tierras sobre el tirante
- Empuje lateral de tierras

SC.- (Vertical)

- SR.- en el tramo de 3,00 t/m² en construcción -
- SR.- en el tramo en servicio: (3,00 t/m²)

$$q = \frac{3,00 \times 7,98}{11,00} = 2,70 \text{ t/m}^2$$

- Tren tipo A: (Reufe)

$$q = 1,1825 \times \frac{90,00}{5,688 \times 4,491} = 4,166 \text{ t/m}^2 \; (l = 5,688)$$

- Tren tipo B: (Reufe)

$$q = 1,1825 \times \frac{120,00}{4,491} = 3,160 \text{ t/m}^2 \; (\text{a todo lo largo})$$

- U.I.C.- (tren de 100 t) + 8,00 t/ml)

$$q = 1,0276 \times \frac{100,00}{7,488 \times 4,491} = 3,056 \text{ t/m}^2 \; (l = 7,488)$$

$$q = 1,0276 \times \frac{8,00}{4,491} = 1,831 \text{ t/m}^2 \; (\text{a todo lo largo})$$

- U.I.C.- (tren de 15,- t/ml)

$$q = 1,0276 \times \frac{15,00}{4,491} = 3,430 \text{ t/m}^2 \; (\text{a todo lo largo})$$

SC. (horizontal).- Frenado

- Tren tipo A:

$$Hl = \frac{1}{8} \times (90 + 0{,}90 \times 90) \times \frac{\text{Sen } 71{,}99^\circ}{22{,}00} = 0{,}94 \text{ t/ml}$$

- Tren tipo B:

$$Hl = \frac{1}{8} \times (12 + 0{,}90 \times 12) \times \frac{17{,}50}{22} = 2{,}27 \text{ t/ml}$$

- U.I.C.-

$$Hl = 0{,}25 \times (100 + 100) \text{Sen } 75{,}99/32 = 2{,}20 \text{ t/ml}$$
$$Hl' = 0{,}25 \times (8 + 8) \times 10{,}90 / 22 = 1{,}98$$
$$\Big\} 4{,}18 \text{ t/ml}$$

- U.I.C.-

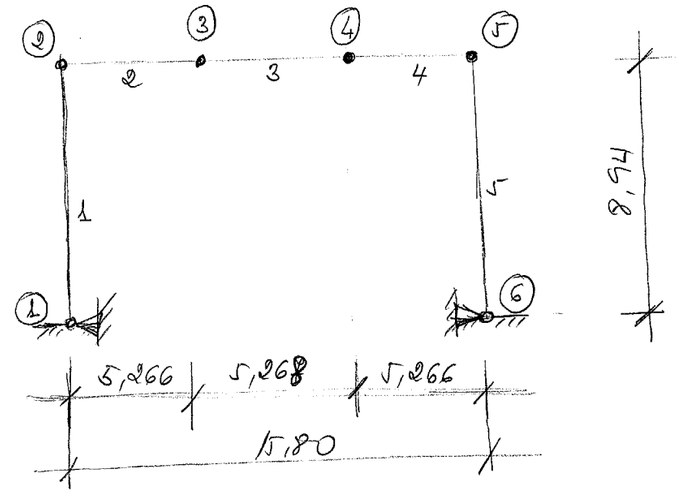
$$Hl = 0{,}25 \times (15 + 15) \times \frac{17{,}50}{22{,}00} = 5{,}97 \text{ t/ml}$$

4.- Caracteristicas del Relleno trasdos.-

$\gamma = 1{,}90 \text{ t/m}^3$
$\varphi = 30^\circ$ ⟶ $K_a = 0{,}333$
$c' = 0$

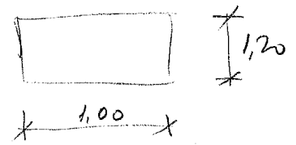
5.- Calculo del Portico.-

5.1.- Discretizacion.-



5.2.- Caracteristicas de las barras.-

- Barras.- 1.-5



$I = 0{,}144 \text{ m}^4$
$A = 1{,}200 \text{ m}^2$

5.3.- Simulacion de los apoyos.-

1er Caso Articulados sin corrimiento horizontal.-

2º Caso Union elastica Pilotes:

$$H = \frac{4 \cdot E \cdot I \cdot \varphi_A}{l} = \frac{4 \times 3 \times 10^6 \times \frac{H\left(\frac{1{,}25}{2}\right)^4}{4}}{8} \times \varphi_A = 179.763 \times \varphi_A$$

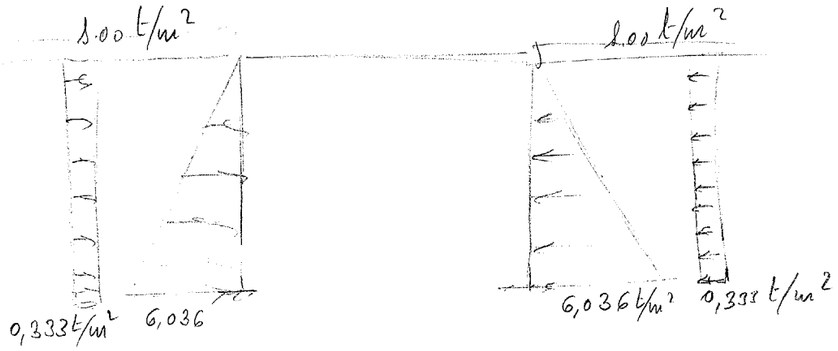
$$Rø = \pm 179.763 \times \frac{1}{22.00} = \pm 57.19\ t.-$$

5.4.- Hipotesis de Carga:-

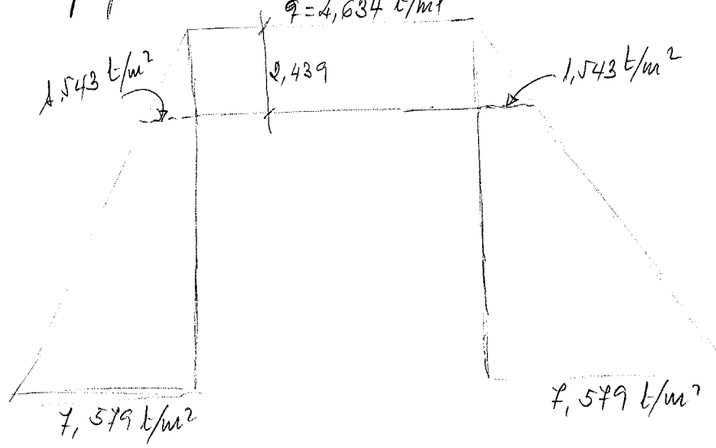
H-1: PP del portico :-

lo mede el Programa

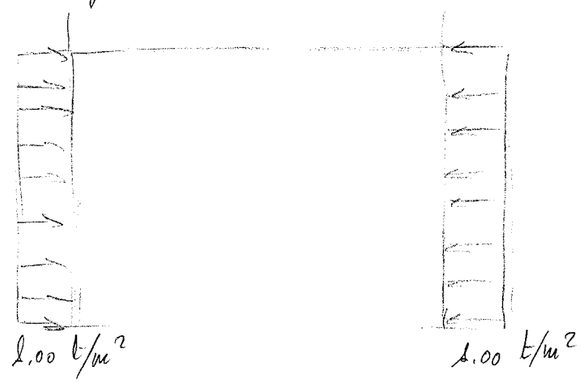
H-2: Empuje Activo de tierras en Construcion:



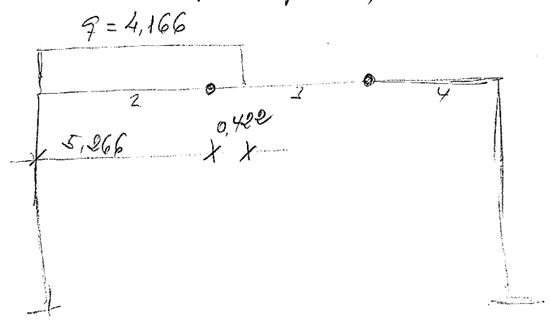
H-3: Empuje Activa de tierras en Servicio:



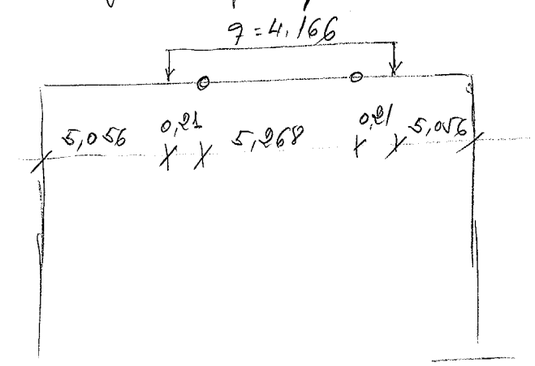
H-4.- Sobre Carga tiros.-



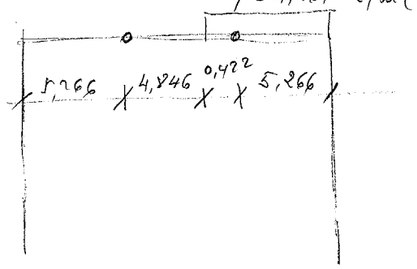
H-5: Sobre Carga Techo Tipo A, extremo derecho.-



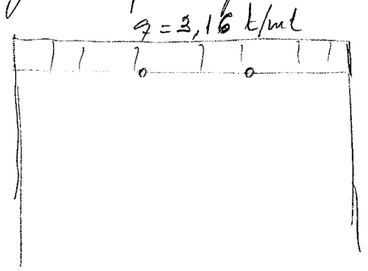
H-6 Sobre Carga Techo tipo A, centrada.-



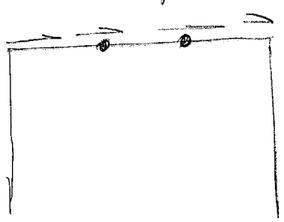
H-7.- Sobre carga Renfe tipo A 5 extremo frontal.-



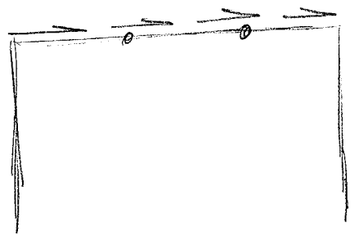
H-8.- Sobre Carga Renfe Tipo B 5.-



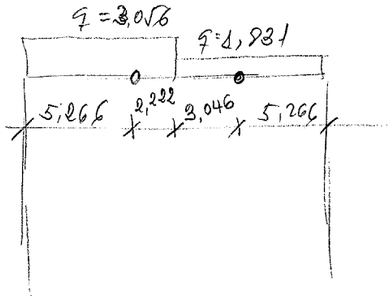
H-9.- Frenado Tren tipo A Renfe.-



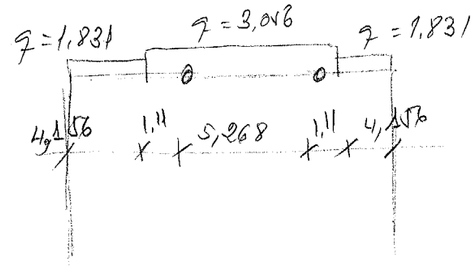
H-10.- Frenado Tren tipo B Renfe.-



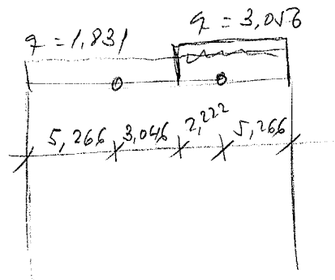
H-11.- Sobrecarga Concentrada UIC, extremo dorsal.-



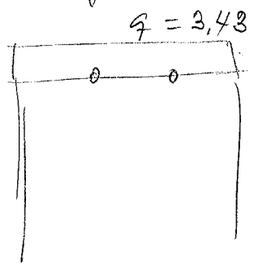
H-12.- Sobrecarga Concentrada UIC, centrada.-



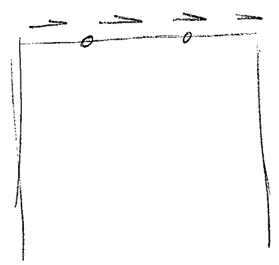
H-13.- Sobrecarga Concentrada UIC, extremo frontal.-



H-14.- Sobrecarga Uniforme U.I.C.-

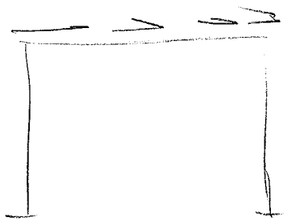


H-15.- Frenado SC. Concentrada U.I.C.-



$q = \frac{4,18}{15,84} = 0,265$ t/ml

H-16.- Frenado SC. Uniforme U.I.C.-



$q = 0,378$ t/ml

5.V.- Combinaciones

	H-1 PP	H-2 Const	H-3 Ettin	H-4 SCN	H-5 A	H-6 A	H-7 B	H-8 B	H-9 FA	H-10 FB	H-11 A UIC	H-12 A UIC	H-13 A UIC	H-14 A UIC	H-15 FA UIC	H-16 FB UIC
A	1,00	1,60	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
B	1,00	-	1,60	1,60	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
C	1,60	-	1,60	-	1,60	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
D	1,60	-	1,60	-	-	1,60	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
E	1,60	-	1,60	-	1,60	-	-	-	1,60	-	-	-	-	-	-	-
F	1,60	-	1,60	-	-	1,60	-	-	1,60	-	-	-	-	-	-	-
G	1,60	-	1,60	-	-	-	1,60	-	1,60	-	-	-	-	-	-	-
H	1,60	-	1,60	-	-	-	-	1,60	-	-	-	-	-	-	-	-
I	1,60	-	1,60	-	-	-	-	1,60	-	1,60	-	-	-	-	-	-
J	1,60	-	1,60	1,60	-	1,60	-	-	1,60	-	-	-	-	-	-	-
K	1,60	-	1,60	1,60	-	-	-	1,60	-	1,60	-	-	-	-	-	-
L	1,60	-	1,60	-	-	-	-	-	-	-	1,60	-	-	-	-	-
M	1,60	-	1,60	-	-	-	-	-	-	-	-	1,60	-	-	-	-
N	1,60	-	1,60	-	-	-	-	-	-	-	1,60	-	-	-	1,60	-
O	1,60	-	1,60	-	-	-	-	-	-	-	-	1,60	-	-	1,60	-
P	1,60	-	1,60	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,60	-	1,60	-
Q	1,60	-	1,60	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,60	-	-
R	1,60	-	1,60	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,60	-	1,60
S	1,60	-	1,60	1,60	-	-	-	-	-	-	-	1,60	-	-	1,60	-
T	1,60	-	1,60	1,60	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,60	-	1,60

20

5.6.- Valores de explotación

D A T O S D E L A E S T R U C T U R A

D A T O S G E N E R A L E S

NUMERO DE NUDOS ..... = 6
NUMERO DE BARRAS ..... = 5
NUMERO DE NUDOS COACCIONADOS ..... = 2
NUMERO DE SECCIONES POR BARRA ..... = 5
MODULO DE ELASTICIDAD ..... = 3.0000E+06
PESO ESPECIFICO DEL MATERIAL ... = 2.5000E+00
COEFICIENTE DE DILATACION ..... = 1.0000E-05

D A T O S E N L O S N U D O S

NUDO	X	Y	u	v	Θ
1	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00	k=0.5720E+05
2	0.0000E+00	8.9400E+00	-	-	-
3	5.2660E+00	8.9400E+00	-	-	-
4	1.0534E+01	8.9400E+00	-	-	-
5	1.5800E+01	8.9400E+00	-	-	-
6	1.5800E+01	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00	k=0.5720E+05

D E F I N I C I O N D E L A S B A R R A S

BARRA	NUDO I	NUDO J	INERCIA	AREA
1	1	2	1.44000E-01	1.20000E+00
2	2	3	1.44000E-01	1.20000E+00
3	3	4	1.44000E-01	1.20000E+00
4	4	5	1.44000E-01	1.20000E+00
5	5	6	1.44000E-01	1.20000E+00

C A R G A S A C T U A N T E S E N L A H I P O T E S I S N° 1

PP DEL PORTICO.-

ACTUA EL PESO PROPIO DE TODAS LAS BARRAS

C A R G A S A C T U A N T E S E N L A H I P O T E S I S N° 2

EMPUJ. ACTIVO CONSTRUCCION.-

CARGAS EN LAS BARRAS

BARRA	TIPO	PAR1	PAR2	PAR3	PAR4	PAR5
1	1	0.333	0.000	0.000	0.000	0.000
1	6	6.036	0.000	0.000	0.000	0.000
5	1	0.333	0.000	0.000	0.000	0.000
5	5	0.000	6.036	0.000	0.000	0.000

C A R G A S A C T U A N T E S E N L A H I P O T E S I S N° 3

EMPUJE. TIERRAS EN SERVICIO.-

CARGAS EN LAS BARRAS

BARRA	TIPO	PAR1	PAR2	PAR3	PAR4	PAR5
1	7	7.579	1.543	0.000	0.000	0.000
2	1	4.634	0.000	0.000	0.000	GRAV.
3	1	4.634	0.000	0.000	0.000	GRAV.
4	1	4.634	0.000	0.000	0.000	GRAV.
5	7	1.543	7.579	0.000	0.000	0.000

C A R G A S A C T U A N T E S E N L A H I P O T E S I S N° 4

SOBRE CARGA TRASDOS (3t/m2).-

CARGAS EN LAS BARRAS

BARRA	TIPO	PAR1	PAR2	PAR3	PAR4	PAR5
1	1	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000
5	1	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000

C A R G A S A C T U A N T E S E N L A H I P O T E S I S N° 5

RENFE. TREN TIPO A: EXT. DORSAL.-

CARGAS EN LAS BARRAS

BARRA	TIPO	PAR1	PAR2	PAR3	PAR4	PAR5
2	1	4.166	0.000	0.000	0.000	GRAV.
3	4	4.166	4.166	0.000	0.920	GRAV.

C A R G A S A C T U A N T E S E N L A H I P O T E S I S N° 6

RENFE. TREN TIPO A: CENTRADO.-

CARGAS EN LAS BARRAS

BARRA	TIPO	PAR1	PAR2	PAR3	PAR4	PAR5
2	4	4.166	4.166	0.960	0.000	GRAV.
3	1	4.166	0.000	0.000	0.000	GRAV.
4	4	4.166	4.166	0.000	0.960	GRAV.

C A R G A S A C T U A N T E S E N L A H I P O T E S I S N° 7

RENFE: TREN TIPO A. EXT. FRONTAL.-

CARGAS EN LAS BARRAS

BARRA	TIPO	PAR1	PAR2	PAR3	PAR4	PAR5
3	4	4.166	4.166	0.920	0.000	GRAV.
4	1	4.166	0.000	0.000	0.000	GRAV.

C A R G A S A C T U A N T E S E N L A H I P O T E S I S N° 8

RENFE: TREN TIPO B.-

CARGAS EN LAS BARRAS

BARRA	TIPO	PAR1	PAR2	PAR3	PAR4	PAR5
2	1	3.160	0.000	0.000	0.000	GRAV.
3	1	3.160	0.000	0.000	0.000	GRAV.
4	1	3.160	0.000	0.000	0.000	GRAV.

C A R G A S A C T U A N T E S E N L A H I P O T E S I S N° 9

RENFE: FRENADO TREN TIPO A.-

CARGAS EN LAS BARRAS

BARRA	TIPO	PAR1	PAR2	PAR3	PAR4	PAR5
2	1	-0.060	0.000	0.000	0.000	90.000
3	1	-0.060	0.000	0.000	0.000	90.000
4	1	-0.060	0.000	0.000	0.000	90.000

C A R G A S A C T U A N T E S E N L A H I P O T E S I S N°10

RENFE: FRENADO TREN TIPO B.-

CARGAS EN LAS BARRAS

BARRA	TIPO	PAR1	PAR2	PAR3	PAR4	PAR5
2	1	-0.144	0.000	0.000	0.000	90.000
3	1	-0.144	0.000	0.000	0.000	90.000
4	1	-0.144	0.000	0.000	0.000	90.000

C A R G A S A C T U A N T E S E N L A H I P O T E S I S N°11

UIC: TREN CONCENT. EXTR. DORSAL.-

CARGAS EN LAS BARRAS

BARRA	TIPO	PAR1	PAR2	PAR3	PAR4	PAR5
2	1	3.056	0.000	0.000	0.000	GRAV.
3	4	3.056	3.056	0.000	0.578	GRAV.
3	4	1.831	1.831	0.422	0.000	GRAV.
4	1	1.831	0.000	0.000	0.000	GRAV.

C A R G A S A C T U A N T E S E N L A H I P O T E S I S N°12

UIC: TREN CONCENT. CENTRADO.-

CARGAS EN LAS BARRAS

BARRA	TIPO	PAR1	PAR2	PAR3	PAR4	PAR5
2	4	1.831	1.831	0.000	0.211	GRAV.
2	4	3.056	3.056	0.789	0.000	GRAV.
3	1	3.056	0.000	0.000	0.000	GRAV.
4	4	3.056	3.056	0.000	0.789	GRAV.
4	4	1.831	1.831	0.211	0.000	GRAV.

C A R G A S A C T U A N T E S E N L A H I P O T E S I S N°13

UIC: TREN CONCENT. EXT. FRONTAL.-

CARGAS EN LAS BARRAS

BARRA	TIPO	PAR1	PAR2	PAR3	PAR4	PAR5
2	1	1.831	0.000	0.000	0.000	GRAV.
3	4	1.831	1.831	0.000	0.422	GRAV.
3	4	3.056	3.056	0.578	0.000	GRAV.
4	1	3.056	0.000	0.000	0.000	GRAV.

C A R G A S A C T U A N T E S E N L A H I P O T E S I S N°14

UIC: TREN REPARTIDO.-

CARGAS EN LAS BARRAS

BARRA	TIPO	PAR1	PAR2	PAR3	PAR4	PAR5
2	1	3.430	0.000	0.000	0.000	GRAV.
3	1	3.430	0.000	0.000	0.000	GRAV.
4	1	3.430	0.000	0.000	0.000	GRAV.

C A R G A S A C T U A N T E S E N L A H I P O T E S I S N°15

UIC: FRENADO TREN CONCENTRADO.-

CARGAS EN LAS BARRAS

BARRA	TIPO	PAR1	PAR2	PAR3	PAR4	PAR5
2	1	-0.265	0.000	0.000	0.000	90.000
3	1	-0.265	0.000	0.000	0.000	90.000
4	1	-0.265	0.000	0.000	0.000	90.000

C A R G A S A C T U A N T E S E N L A H I P O T E S I S N°16

UIC: FRENADO TREN REPARTIDO.-

CARGAS EN LAS BARRAS

BARRA	TIPO	PAR1	PAR2	PAR3	PAR4	PAR5
2	1	-0.378	0.000	0.000	0.000	90.000

3	1	-0.378	0.000	0.000	0.000	90.000
4	1	-0.378	0.000	0.000	0.000	90.000

R E S U L T A D O S D E L A H I P O T E S I S N° 1

PP DEL PORTICO.-

D E S P L A Z A M I E N T O S

NUDO	u	v	Giro
1	0.00000E+00	0.00000E+00	1.13091E-04
2	1.29144E-05	-9.21564E-05	-2.97446E-04
3	4.30573E-06	-2.02683E-03	-2.68287E-04
4	-4.30617E-06	-2.02683E-03	2.68286E-04
5	-1.29148E-05	-9.21565E-05	2.97446E-04
6	0.00000E+00	0.00000E+00	-1.13091E-04

R E A C C I O N E S E N A P O Y O S

NUDO	Rx	Ry	Mz
1	5.88512E+00	5.05200E+01	-6.46847E+00
6	-5.88512E+00	5.05200E+01	6.46846E+00

R E S U L T A D O S D E L A H I P O T E S I S N° 2

EMPUJ. ACTIVO CONSTRUCCION.-

D E S P L A Z A M I E N T O S

NUDO	u	v	Giro
1	0.00000E+00	0.00000E+00	-1.59369E-04
2	2.25504E-05	-1.06800E-11	1.32955E-04
3	7.51917E-06	4.66791E-04	4.43297E-05
4	-7.51773E-06	4.66792E-04	-4.43296E-05
5	-2.25489E-05	-7.18034E-12	-1.32955E-04
6	0.00000E+00	0.00000E+00	1.59368E-04

R E A C C I O N E S E N A P O Y O S

NUDO	Rx	Ry	Mz
1	-1.96822E+01	4.30066E-06	9.11541E+00
6	1.96822E+01	2.89141E-06	-9.11539E+00

R E S U L T A D O S D E L A H I P O T E S I S N° 3

EMPUJE. TIERRAS EN SERVICIO.-

D E S P L A Z A M I E N T O S

NUDO	u	v	Giro
1	0.00000E+00	0.00000E+00	-3.84051E-05
2	5.43101E-05	-9.09113E-05	-2.74607E-04
3	1.81083E-05	-2.43036E-03	-3.52781E-04
4	-1.81074E-05	-2.43036E-03	3.52781E-04
5	-5.43093E-05	-9.09113E-05	2.74607E-04
6	0.00000E+00	0.00000E+00	3.84051E-05

R E A C C I O N E S E N A P O Y O S

NUDO	Rx	Ry	Mz
1	-1.60266E+01	3.66086E+01	2.19666E+00
6	1.60266E+01	3.66086E+01	-2.19666E+00

R E S U L T A D O S D E L A H I P O T E S I S N° 4

SOBRE CARGA TRASDOS (3t/m2).-

D E S P L A Z A M I E N T O S

NUDO	u	v	Giro
1	0.00000E+00	0.00000E+00	-4.44004E-05
2	9.76148E-06	-4.97928E-12	4.28869E-05
3	3.25466E-06	1.50571E-04	1.42993E-05
4	-3.25463E-06	1.50571E-04	-1.42993E-05
5	-9.76144E-06	-1.75025E-12	-4.28869E-05
6	0.00000E+00	0.00000E+00	4.44003E-05

R E A C C I O N E S E N A P O Y O S

NUDO	Rx	Ry	Mz
1	-4.49174E+00	2.00508E-06	2.53957E+00
6	4.49174E+00	7.04799E-07	-2.53957E+00

R E S U L T A D O S D E L A H I P O T E S I S N° 5

RENFE. TREN TIPO A: EXT. DORSAL.-

D E S P L A Z A M I E N T O S

NUDO	u	v	Giro
1	0.00000E+00	0.00000E+00	1.41414E-05
2	4.64305E-04	-4.88293E-05	-1.92459E-04
3	4.60773E-04	-9.30341E-04	-4.93239E-05
4	4.57240E-04	-6.03096E-04	1.30519E-04
5	4.53708E-04	-1.00104E-05	5.16052E-05
6	0.00000E+00	0.00000E+00	-7.86534E-05

R E A C C I O N E S E N A P O Y O S

NUDO	Rx	Ry	Mz
1	2.41437E+00	1.96628E+01	-8.08845E-01
6	-2.41457E+00	4.03105E+00	4.49874E+00

R E S U L T A D O S D E L A H I P O T E S I S N° 6

RENFE. TREN TIPO A: CENTRADO.-

D E S P L A Z A M I E N T O S

NUDO	u	v	Giro
1	0.00000E+00	0.00000E+00	8.11577E-05
2	9.26791E-06	-2.94294E-05	-2.13457E-04
3	3.09009E-06	-1.54868E-03	-2.36776E-04
4	-3.09008E-06	-1.54868E-03	2.36776E-04
5	-9.26791E-06	-2.94294E-05	2.13457E-04
6	0.00000E+00	0.00000E+00	-8.11576E-05

R E A C C I O N E S E N A P O Y O S

NUDO	Rx	Ry	Mz
1	4.22335E+00	1.18507E+01	-4.64197E+00
6	-4.22335E+00	1.18508E+01	4.64197E+00

R E S U L T A D O S D E L A H I P O T E S I S N° 7

RENFE: TREN TIPO A. EXT. FRONTAL.-

D E S P L A Z A M I E N T O S

NUDO	u	v	Giro
1	0.00000E+00	0.00000E+00	7.86534E-05
2	-4.53708E-04	-1.00104E-05	-5.16052E-05
3	-4.57240E-04	-6.03096E-04	-1.30519E-04
4	-4.60773E-04	-9.30341E-04	4.93238E-05
5	-4.64305E-04	-4.88293E-05	1.92459E-04
6	0.00000E+00	0.00000E+00	-1.41414E-05

R E A C C I O N E S E N A P O Y O S

NUDO	Rx	Ry	Mz
1	2.41457E+00	4.03104E+00	-4.49874E+00
6	-2.41437E+00	1.96628E+01	8.08845E-01

R E S U L T A D O S D E L A H I P O T E S I S N° 8

RENFE: TREN TIPO B.-

D E S P L A Z A M I E N T O S

NUDO	u	v	Giro
1	0.00000E+00	0.00000E+00	1.19123E-04
2	1.36033E-05	-6.19939E-05	-3.13310E-04
3	4.53557E-06	-2.09986E-03	-2.82595E-04
4	-4.53563E-06	-2.09986E-03	2.82595E-04
5	-1.36034E-05	-6.19939E-05	3.13310E-04
6	0.00000E+00	0.00000E+00	-1.19123E-04

R E A C C I O N E S E N A P O Y O S

NUDO	Rx	Ry	Mz
1	6.19900E+00	2.49640E+01	-6.81345E+00
6	-6.19899E+00	2.49640E+01	6.81345E+00

R E S U L T A D O S D E L A H I P O T E S I S N° 9

RENFE: FRENADO TREN TIPO A.-

D E S P L A Z A M I E N T O S

NUDO	u	v	Giro
1	0.00000E+00	0.00000E+00	-2.75606E-05
2	2.61534E-04	8.36691E-07	-1.63307E-05
3	2.61996E-04	-1.87137E-05	5.30098E-06
4	2.61996E-04	1.87136E-05	5.30098E-06
5	2.61534E-04	-8.36691E-07	-1.63307E-05
6	0.00000E+00	0.00000E+00	-2.75606E-05

R E A C C I O N E S E N A P O Y O S

NUDO	Rx	Ry	Mz
1	-4.74057E-01	-3.36923E-01	1.57638E+00
6	-4.74058E-01	3.36922E-01	1.57638E+00

R E S U L T A D O S D E L A H I P O T E S I S N°10

RENFE: FRENADO TREN TIPO B.-

D E S P L A Z A M I E N T O S

NUDO	u	v	Giro
1	0.00000E+00	0.00000E+00	-6.61454E-05
2	6.27681E-04	2.00806E-06	-3.91937E-05
3	6.28791E-04	-4.49128E-05	1.27224E-05
4	6.28791E-04	4.49128E-05	1.27224E-05
5	6.27681E-04	-2.00806E-06	-3.91937E-05
6	0.00000E+00	0.00000E+00	-6.61454E-05

R E A C C I O N E S E N A P O Y O S

NUDO	Rx	Ry	Mz
1	-1.13774E+00	-8.08614E-01	3.78332E+00
6	-1.13774E+00	8.08614E-01	3.78332E+00

R E S U L T A D O S D E L A H I P O T E S I S N°11

UIC: TREN CONCENT. EXTR. DORSAL.-

D E S P L A Z A M I E N T O S

NUDO	u	v	Giro
1	0.00000E+00	0.00000E+00	7.91804E-05
2	1.68728E-04	-5.35043E-05	-2.61842E-04
3	1.61854E-04	-1.64836E-03	-1.99456E-04
4	1.54976E-04	-1.52922E-03	2.26367E-04
5	1.48101E-04	-4.11205E-05	2.13230E-04
6	0.00000E+00	0.00000E+00	-1.01445E-04

R E A C C I O N E S E N A P O Y O S

NUDO	Rx	Ry	Mz
1	4.69974E+00	2.15453E+01	-4.52888E+00
6	-4.69981E+00	1.65586E+01	5.80236E+00

R E S U L T A D O S D E L A H I P O T E S I S N°12

UIC: TREN CONCENT. CENTRADO.-

D E S P L A Z A M I E N T O S

NUDO	u	v	Giro
1	0.00000E+00	0.00000E+00	9.94009E-05
2	1.13513E-05	-4.73141E-05	-2.61440E-04
3	3.78479E-06	-1.78839E-03	-2.48136E-04
4	-3.78461E-06	-1.78839E-03	2.48136E-04
5	-1.13511E-05	-4.73141E-05	2.61439E-04
6	0.00000E+00	0.00000E+00	-9.94009E-05

R E A C C I O N E S E N A P O Y O S

NUDO	Rx	Ry	Mz
1	5.17271E+00	1.90527E+01	-5.68544E+00
6	-5.17271E+00	1.90527E+01	5.68544E+00

R E S U L T A D O S D E L A H I P O T E S I S N°13

UIC: TREN CONCENT. EXT. FRONTAL.-

D E S P L A Z A M I E N T O S

NUDO	u	v	Giro
1	0.00000E+00	0.00000E+00	1.01445E-04
2	-1.48102E-04	-4.11204E-05	-2.13230E-04
3	-1.54976E-04	-1.52922E-03	-2.26367E-04
4	-1.61854E-04	-1.64836E-03	1.99456E-04
5	-1.68728E-04	-5.35043E-05	2.61842E-04
6	0.00000E+00	0.00000E+00	-7.91804E-05

R E A C C I O N E S E N A P O Y O S

NUDO	Rx	Ry	Mz
1	4.69981E+00	1.65586E+01	-5.80236E+00
6	-4.69974E+00	2.15454E+01	4.52888E+00

R E S U L T A D O S D E L A H I P O T E S I S N°14

UIC: TREN REPARTIDO.-

D E S P L A Z A M I E N T O S

NUDO	u	v	Giro
1	0.00000E+00	0.00000E+00	1.29301E-04
2	1.47656E-05	-6.72908E-05	-3.40080E-04
3	4.92307E-06	-2.27927E-03	-3.06741E-04
4	-4.92320E-06	-2.27927E-03	3.06741E-04
5	-1.47657E-05	-6.72909E-05	3.40080E-04
6	0.00000E+00	0.00000E+00	-1.29301E-04

R E A C C I O N E S E N A P O Y O S

NUDO	Rx	Ry	Mz
1	6.72866E+00	2.70970E+01	-7.39561E+00
6	-6.72866E+00	2.70970E+01	7.39561E+00

R E S U L T A D O S D E L A H I P O T E S I S N°15

UIC: FRENADO TREN CONCENTRADO.-

D E S P L A Z A M I E N T O S

NUDO	u	v	Giro
1	0.00000E+00	0.00000E+00	-1.21726E-04
2	1.15511E-03	3.69538E-06	-7.21272E-05
3	1.15715E-03	-8.26519E-05	2.34127E-05
4	1.15715E-03	8.26520E-05	2.34127E-05
5	1.15511E-03	-3.69538E-06	-7.21272E-05
6	0.00000E+00	0.00000E+00	-1.21726E-04

R E A C C I O N E S E N A P O Y O S

NUDO	Rx	Ry	Mz
1	-2.09375E+00	-1.48807E+00	6.96236E+00
6	-2.09375E+00	1.48807E+00	6.96236E+00

R E S U L T A D O S D E L A H I P O T E S I S N°16

UIC: FRENADO TREN REPARTIDO.-

D E S P L A Z A M I E N T O S

NUDO	u	v	Giro
1	0.00000E+00	0.00000E+00	-1.73632E-04
2	1.64766E-03	5.27115E-06	-1.02883E-04
3	1.65058E-03	-1.17896E-04	3.33962E-05
4	1.65058E-03	1.17896E-04	3.33962E-05
5	1.64766E-03	-5.27115E-06	-1.02883E-04
6	0.00000E+00	0.00000E+00	-1.73632E-04

R E A C C I O N E S E N A P O Y O S

NUDO	Rx	Ry	Mz
1	-2.98656E+00	-2.12261E+00	9.93121E+00
6	-2.98656E+00	2.12261E+00	9.93121E+00

C O M B I N A C I O N D E C A S O S D E C A R G A

N° DE CASOS DE CARGA A COMBINAR ..... = 10

TITULOS DE LOS CASOS DE CARGA CONSIDERADOS

CASO DE CARGA N° 1 = PP DEL PORTICO.-
CASO DE CARGA N° 2 = EMPUJ. ACTIVO CONSTRUCCION.-
CASO DE CARGA N° 3 = EMPUJE. TIERRAS EN SERVICIO.-
CASO DE CARGA N° 4 = SOBRE CARGA TRASDOS (3t/m2).-
CASO DE CARGA N° 5 = RENFE. TREN TIPO A: EXT. DORSAL.-
CASO DE CARGA N° 6 = RENFE. TREN TIPO A: CENTRADO.-
CASO DE CARGA N° 7 = RENFE: TREN TIPO A. EXT. FRONTAL.-
CASO DE CARGA N° 8 = RENFE: TREN TIPO B.-
CASO DE CARGA N° 9 = RENFE: FRENADO TREN TIPO A.-
CASO DE CARGA N° 10 = RENFE: FRENADO TREN TIPO B.-

N° DE COMBINACIONES DE CASOS DE CARGA ..... = 11

COEFICIENTES DE LOS CASOS CONSIDERADOS EN CADA COMBINACION

COMBINACION A :
1.00 x CASO DE CARGA N° 1
1.60 x CASO DE CARGA N° 2

COMBINACION B :
1.00 x CASO DE CARGA N° 1
1.60 x CASO DE CARGA N° 3
1.60 x CASO DE CARGA N° 4

COMBINACION C :
1.60 x CASO DE CARGA N° 1
1.60 x CASO DE CARGA N° 3
1.60 x CASO DE CARGA N° 5

COMBINACION D :
1.60 x CASO DE CARGA N° 1
1.60 x CASO DE CARGA N° 3
1.60 x CASO DE CARGA N° 6

COMBINACION E :
1.60 x CASO DE CARGA N° 1

1.60 x CASO DE CARGA N° 3
1.60 x CASO DE CARGA N° 5
1.60 x CASO DE CARGA N° 9

COMBINACION F :
1.60 x CASO DE CARGA N° 1
1.60 x CASO DE CARGA N° 3
1.60 x CASO DE CARGA N° 6
1.60 x CASO DE CARGA N° 9

COMBINACION G :
1.60 x CASO DE CARGA N° 1
1.60 x CASO DE CARGA N° 3
1.60 x CASO DE CARGA N° 7
1.60 x CASO DE CARGA N° 9

COMBINACION H :
1.60 x CASO DE CARGA N° 1
1.60 x CASO DE CARGA N° 3
1.60 x CASO DE CARGA N° 8

COMBINACION I :
1.60 x CASO DE CARGA N° 1
1.60 x CASO DE CARGA N° 3
1.60 x CASO DE CARGA N° 8
1.60 x CASO DE CARGA N° 10

COMBINACION J :
1.60 x CASO DE CARGA N° 1
1.60 x CASO DE CARGA N° 3
1.60 x CASO DE CARGA N° 4
1.60 x CASO DE CARGA N° 6
1.60 x CASO DE CARGA N° 9

COMBINACION K :
1.60 x CASO DE CARGA N° 1
1.60 x CASO DE CARGA N° 3
1.60 x CASO DE CARGA N° 4
1.60 x CASO DE CARGA N° 8
1.60 x CASO DE CARGA N° 10

R E S U L T A D O S

FLECTORES PESIMOS Y ESFUERZOS CONCOMITANTES

EN LA BARRA N° 1 ,DE NUDOS N° 1 Y N° 2

X		AXIL	CORTANTE	FLECTOR	COMB.
0.000	MAX	179.348	6.308	17.736	H
	MIN	50.520	25.606	-8.116	A
2.235	MAX	102.389	-1.036	26.838	B
	MIN	167.326	-16.276	1.573	I
4.470	MAX	37.110	-9.152	20.618	A
	MIN	157.892	-37.105	-59.135	H
6.705	MAX	30.405	-18.437	-11.219	A
	MIN	147.164	-50.717	-158.280	H
8.940	MAX	23.700	-22.326	-57.777	A
	MIN	136.436	-58.933	-281.818	H

CORTANTES PESIMOS Y ESFUERZOS CONCOMITANTES
EN LA BARRA N° 1 ,DE NUDOS N° 1 Y N° 2

X		AXIL	CORTANTE	FLECTOR	COMB.
0.000	MAX	109.094	26.944	-1.110	B
	MIN	179.348	6.308	17.736	H
2.235	MAX	43.815	5.529	25.672	A
	MIN	168.620	-18.096	3.558	H
4.470	MAX	37.110	-9.152	20.618	A
	MIN	157.892	-37.105	-59.135	H
6.705	MAX	30.405	-18.437	-11.219	A
	MIN	145.870	-52.438	-143.969	K
8.940	MAX	23.700	-22.326	-57.777	A
	MIN	135.142	-64.229	-275.349	K

AXILES PESIMOS Y ESFUERZOS CONCOMITANTES
EN LA BARRA N° 1 ,DE NUDOS N° 1 Y N° 2

X		AXIL	CORTANTE	FLECTOR	COMB.
0.000	MAX	179.348	6.308	17.736	H
	MIN	50.520	25.606	-8.116	A
2.235	MAX	168.620	-18.096	3.558	H
	MIN	43.815	5.529	25.672	A
4.470	MAX	157.892	-37.105	-59.135	H
	MIN	37.110	-9.152	20.618	A
6.705	MAX	147.164	-50.717	-158.280	H
	MIN	30.405	-18.437	-11.219	A
8.940	MAX	136.436	-58.933	-281.818	H
	MIN	23.700	-22.326	-57.777	A

FLECTORES PESIMOS Y ESFUERZOS CONCOMITANTES
EN LA BARRA N° 2 ,DE NUDOS N° 2 Y N° 3

X		AXIL	CORTANTE	FLECTOR	COMB.

0.000	MAX	22.326	23.700	-57.777	A
	MIN	58.933	136.436	-281.818	H
1.316	MAX	22.326	19.751	-29.176	A
	MIN	58.933	113.700	-117.166	H
2.633	MAX	52.371	77.704	37.008	E
	MIN	22.326	15.801	-5.774	A
3.949	MAX	58.022	66.933	127.451	I
	MIN	22.326	11.852	12.428	A
5.266	MAX	58.326	44.196	200.602	I
	MIN	22.326	7.902	25.431	A

CORTANTES PESIMOS Y ESFUERZOS CONCOMITANTES
EN LA BARRA N° 2 ,DE NUDOS N° 2 Y N° 3

X		AXIL	CORTANTE	FLECTOR	COMB.
0.000	MAX	58.933	136.436	-281.818	H
	MIN	22.326	23.700	-57.777	A
1.316	MAX	58.933	113.700	-117.166	H
	MIN	22.326	19.751	-29.176	A
2.633	MAX	58.933	90.963	17.553	H
	MIN	22.326	15.801	-5.774	A
3.949	MAX	58.933	68.227	122.340	H
	MIN	22.326	11.852	12.428	A
5.266	MAX	55.772	49.730	181.448	D
	MIN	22.326	7.902	25.431	A

AXILES PESIMOS Y ESFUERZOS CONCOMITANTES
EN LA BARRA N° 2 ,DE NUDOS N° 2 Y N° 3

X		AXIL	CORTANTE	FLECTOR	COMB.
0.000	MAX	64.230	135.142	-275.349	K
	MIN	22.326	23.700	-57.777	A
1.316	MAX	64.533	112.406	-112.401	K
	MIN	22.326	19.751	-29.176	A
2.633	MAX	64.836	89.669	20.615	K
	MIN	22.326	15.801	-5.774	A
3.949	MAX	65.139	66.933	123.698	K
	MIN	22.326	11.852	12.428	A
5.266	MAX	65.443	44.196	196.849	K
	MIN	22.326	7.902	25.431	A

FLECTORES PESIMOS Y ESFUERZOS CONCOMITANTES
EN LA BARRA N° 3 ,DE NUDOS N° 3 Y N° 4

X		AXIL	CORTANTE	FLECTOR	COMB.
0.000	MAX	58.326	44.196	200.602	I
	MIN	22.326	7.902	25.431	A
1.317	MAX	58.629	21.451	243.831	I
	MIN	22.326	3.951	33.236	A

2.634	MAX	58.933	-0.000	257.104	H
	MIN	22.326	-0.000	35.838	A
3.951	MAX	58.933	-22.745	242.127	H
	MIN	22.326	-3.951	33.236	A
5.268	MAX	58.933	-45.490	197.194	H
	MIN	22.326	-7.902	25.431	A

CORTANTES PESIMOS Y ESFUERZOS CONCOMITANTES
EN LA BARRA N° 3 ,DE NUDOS N° 3 Y N° 4

X		AXIL	CORTANTE	FLECTOR	COMB.

0.000	MAX	55.772	49.730	181.448	D
	MIN	22.326	7.902	25.431	A
1.317	MAX	55.772	24.865	230.569	D
	MIN	22.326	3.951	33.236	A
2.634	MAX	52.877	5.911	200.714	G
	MIN	52.877	-6.989	200.714	E
3.951	MAX	22.326	-3.951	33.236	A
	MIN	55.898	-25.404	229.858	F
5.268	MAX	22.326	-7.902	25.431	A
	MIN	56.024	-50.269	180.028	F

AXILES PESIMOS Y ESFUERZOS CONCOMITANTES
EN LA BARRA N° 3 ,DE NUDOS N° 3 Y N° 4

X		AXIL	CORTANTE	FLECTOR	COMB.

0.000	MAX	65.443	44.196	196.850	K
	MIN	22.326	7.902	25.431	A
1.317	MAX	65.746	21.451	240.079	K
	MIN	22.326	3.951	33.236	A
2.634	MAX	66.050	-1.294	253.352	K
	MIN	22.326	-0.000	35.838	A
3.951	MAX	66.353	-24.039	236.670	K
	MIN	22.326	-3.951	33.236	A
5.268	MAX	66.657	-46.784	190.033	K
	MIN	22.326	-7.902	25.431	A

FLECTORES PESIMOS Y ESFUERZOS CONCOMITANTES
EN LA BARRA N° 4 ,DE NUDOS N° 4 Y N° 5

X		AXIL	CORTANTE	FLECTOR	COMB.

0.000	MAX	58.933	-45.490	197.194	H
	MIN	22.326	-7.902	25.431	A
1.316	MAX	58.933	-68.227	122.340	H
	MIN	22.326	-11.852	12.428	A
2.633	MAX	53.383	-78.782	31.330	G
	MIN	22.326	-15.801	-5.774	A
3.949	MAX	22.326	-19.751	-29.176	A
	MIN	67.567	-114.993	-129.436	K

5.266	MAX	22.326	-23.700	-57.777	A
	MIN	67.870	-137.730	-295.791	K

CORTANTES PESIMOS Y ESFUERZOS CONCOMITANTES
EN LA BARRA N° 4 ,DE NUDOS N° 4 Y N° 5

X		AXIL	CORTANTE	FLECTOR	COMB.

0.000	MAX	22.326	-7.902	25.431	A
	MIN	56.024	-50.269	180.028	F
1.316	MAX	22.326	-11.852	12.428	A
	MIN	59.843	-69.521	117.229	I
2.633	MAX	22.326	-15.801	-5.774	A
	MIN	60.146	-92.257	10.739	I
3.949	MAX	22.326	-19.751	-29.176	A
	MIN	60.450	-114.993	-125.684	I
5.266	MAX	22.326	-23.700	-57.777	A
	MIN	60.753	-137.730	-292.039	I

AXILES PESIMOS Y ESFUERZOS CONCOMITANTES
EN LA BARRA N° 4 ,DE NUDOS N° 4 Y N° 5

X		AXIL	CORTANTE	FLECTOR	COMB.

0.000	MAX	66.657	-46.784	190.034	K
	MIN	22.326	-7.902	25.431	A
1.316	MAX	66.960	-69.521	113.476	K
	MIN	22.326	-11.852	12.428	A
2.633	MAX	67.263	-92.257	6.986	K
	MIN	22.326	-15.801	-5.774	A
3.949	MAX	67.567	-114.993	-129.436	K
	MIN	22.326	-19.751	-29.176	A
5.266	MAX	67.870	-137.730	-295.791	K
	MIN	22.326	-23.700	-57.777	A

FLECTORES PESIMOS Y ESFUERZOS CONCOMITANTES
EN LA BARRA N° 5 ,DE NUDOS N° 5 Y N° 6

X		AXIL	CORTANTE	FLECTOR	COMB.

0.000	MAX	23.700	22.326	-57.777	A
	MIN	137.730	67.870	-295.791	K
2.235	MAX	30.405	18.437	-11.219	A
	MIN	148.458	52.537	-164.432	I
4.470	MAX	37.110	9.152	20.618	A
	MIN	159.186	38.925	-61.218	I
6.705	MAX	102.389	1.036	26.838	B
	MIN	168.620	18.096	3.558	H
8.940	MAX	180.642	-4.488	23.790	I
	MIN	50.520	-25.606	-8.116	A

CORTANTES PESIMOS Y ESFUERZOS CONCOMITANTES
EN LA BARRA N° 5 ,DE NUDOS N° 5 Y N° 6

X		AXIL	CORTANTE	FLECTOR	COMB.

0.000	MAX	137.730	67.870	-295.791	K
	MIN	23.700	22.326	-57.777	A
2.235	MAX	148.458	56.078	-156.274	K
	MIN	30.405	18.437	-11.219	A
4.470	MAX	159.186	38.925	-61.218	I
	MIN	37.110	9.152	20.618	A
6.705	MAX	169.914	19.917	5.543	I
	MIN	43.815	-5.529	25.672	A
8.940	MAX	180.642	-4.488	23.790	I
	MIN	109.094	-26.944	-1.110	B

AXILES PESIMOS Y ESFUERZOS CONCOMITANTES
EN LA BARRA N° 5 ,DE NUDOS N° 5 Y N° 6

X		AXIL	CORTANTE	FLECTOR	COMB.

0.000	MAX	137.730	60.753	-292.039	I
	MIN	23.700	22.326	-57.777	A
2.235	MAX	148.458	52.537	-164.432	I
	MIN	30.405	18.437	-11.219	A
4.470	MAX	159.186	38.925	-61.218	I
	MIN	37.110	9.152	20.618	A
6.705	MAX	169.914	19.917	5.543	I
	MIN	43.815	-5.529	25.672	A
8.940	MAX	180.642	-4.488	23.790	I
	MIN	50.520	-25.606	-8.116	A

C O M B I N A C I O N D E C A S O S D E C A R G A

N° DE CASOS DE CARGA A COMBINAR ..... = 10

TITULOS DE LOS CASOS DE CARGA CONSIDERADOS

CASO DE CARGA N° 1 = PP DEL PORTICO.-
CASO DE CARGA N° 2 = EMPUJ. ACTIVO CONSTRUCCION.-
CASO DE CARGA N° 3 = EMPUJE. TIERRAS EN SERVICIO.-
CASO DE CARGA N° 4 = SOBRE CARGA TRASDOS (3t/m2).-
CASO DE CARGA N° 11 = UIC: TREN CONCENT. EXTR. DORSAL.-
CASO DE CARGA N° 12 = UIC: TREN CONCENT. CENTRADO.-
CASO DE CARGA N° 13 = UIC: TREN CONCENT. EXT. FRONTAL.-
CASO DE CARGA N° 14 = UIC: TREN REPARTIDO.-
CASO DE CARGA N° 15 = UIC: FRENADO TREN CONCENTRADO.-
CASO DE CARGA N° 16 = UIC: FRENADO TREN REPARTIDO.-

N° DE COMBINACIONES DE CASOS DE CARGA ..... = 9

COEFICIENTES DE LOS CASOS CONSIDERADOS EN CADA COMBINACION

COMBINACION A :
1.60 x CASO DE CARGA N° 1
1.60 x CASO DE CARGA N° 3
1.60 x CASO DE CARGA N° 11

COMBINACION B :
1.60 x CASO DE CARGA N° 1
1.60 x CASO DE CARGA N° 3
1.60 x CASO DE CARGA N° 12

COMBINACION C :
1.60 x CASO DE CARGA N° 1
1.60 x CASO DE CARGA N° 3
1.60 x CASO DE CARGA N° 11
1.60 x CASO DE CARGA N° 15

COMBINACION D :
1.60 x CASO DE CARGA N° 1
1.60 x CASO DE CARGA N° 3
1.60 x CASO DE CARGA N° 12
1.60 x CASO DE CARGA N° 15

COMBINACION E :

1.60 x CASO DE CARGA N° 1
1.60 x CASO DE CARGA N° 3
1.60 x CASO DE CARGA N° 13
1.60 x CASO DE CARGA N° 15

COMBINACION F :

1.60 x CASO DE CARGA N° 1
1.60 x CASO DE CARGA N° 3
1.60 x CASO DE CARGA N° 14

COMBINACION G :

1.60 x CASO DE CARGA N° 1
1.60 x CASO DE CARGA N° 3
1.60 x CASO DE CARGA N° 14
1.60 x CASO DE CARGA N° 16

COMBINACION H :

1.60 x CASO DE CARGA N° 1
1.60 x CASO DE CARGA N° 3
1.60 x CASO DE CARGA N° 4
1.60 x CASO DE CARGA N° 12
1.60 x CASO DE CARGA N° 15

COMBINACION I :

1.60 x CASO DE CARGA N° 1
1.60 x CASO DE CARGA N° 3
1.60 x CASO DE CARGA N° 4
1.60 x CASO DE CARGA N° 14
1.60 x CASO DE CARGA N° 16

R E S U L T A D O S

FLECTORES PESIMOS Y ESFUERZOS CONCOMITANTES
EN LA BARRA N° 1 ,DE NUDOS N° 1 Y N° 2

X		AXIL	CORTANTE	FLECTOR	COMB.
0.000	MAX	182.761	5.461	18.668	F
	MIN	179.365	17.426	-1.285	I
2.235	MAX	156.781	-9.494	9.773	H
	MIN	168.637	-14.165	-2.615	G
4.470	MAX	146.053	-32.078	-37.688	H
	MIN	161.305	-37.952	-61.991	F
6.705	MAX	135.325	-49.266	-129.594	H
	MIN	150.577	-51.564	-163.031	F
8.940	MAX	120.606	-53.184	-243.182	E
	MIN	139.849	-59.780	-288.463	F

CORTANTES PESIMOS Y ESFUERZOS CONCOMITANTES
EN LA BARRA N° 1 ,DE NUDOS N° 1 Y N° 2

X		AXIL	CORTANTE	FLECTOR	COMB.
0.000	MAX	167.509	18.487	0.728	H
	MIN	182.761	5.461	18.668	F
2.235	MAX	156.781	-9.494	9.773	H
	MIN	172.033	-18.944	2.595	F
4.470	MAX	150.041	-31.356	-48.232	C
	MIN	161.305	-37.952	-61.991	F
6.705	MAX	139.313	-44.968	-134.529	C
	MIN	150.577	-51.564	-163.031	F
8.940	MAX	128.585	-53.184	-245.219	C
	MIN	136.453	-62.119	-265.385	I

AXILES PESIMOS Y ESFUERZOS CONCOMITANTES
EN LA BARRA N° 1 ,DE NUDOS N° 1 Y N° 2

X		AXIL	CORTANTE	FLECTOR	COMB.
0.000	MAX	182.761	5.461	18.668	F
	MIN	163.518	12.057	4.979	E
2.235	MAX	172.033	-18.944	2.595	F
	MIN	152.790	-12.348	3.649	E
4.470	MAX	161.305	-37.952	-61.991	F
	MIN	142.062	-31.356	-46.195	E
6.705	MAX	150.577	-51.564	-163.031	F
	MIN	131.334	-44.968	-132.492	E
8.940	MAX	139.849	-59.780	-288.463	F
	MIN	120.606	-53.184	-243.182	E

FLECTORES PESIMOS Y ESFUERZOS CONCOMITANTES
EN LA BARRA N° 2 ,DE NUDOS N° 2 Y N° 3

X		AXIL	CORTANTE	FLECTOR	COMB.
0.000	MAX	53.184	120.606	-243.182	E
	MIN	59.780	139.849	-288.463	F
1.316	MAX	53.742	106.068	-90.758	C
	MIN	59.780	116.544	-119.692	F
2.633	MAX	56.594	89.842	36.284	G
	MIN	57.291	87.104	12.896	B
3.949	MAX	57.390	66.537	139.221	G
	MIN	57.291	67.167	114.444	B
5.266	MAX	58.186	43.232	211.476	G
	MIN	55.417	40.858	181.954	E

CORTANTES PESIMOS Y ESFUERZOS CONCOMITANTES
EN LA BARRA N° 2 ,DE NUDOS N° 2 Y N° 3

X		AXIL	CORTANTE	FLECTOR	COMB.

0.000	MAX	59.780	139.849	-288.463	F
	MIN	53.184	120.606	-243.182	E
1.316	MAX	59.780	116.544	-119.692	F
	MIN	53.742	100.669	-97.527	E
2.633	MAX	59.780	93.238	18.397	F
	MIN	54.300	80.732	21.880	E
3.949	MAX	59.780	69.933	125.804	F
	MIN	54.858	60.795	115.041	E
5.266	MAX	59.780	46.628	202.531	F
	MIN	55.416	38.516	194.758	C

AXILES PESIMOS Y ESFUERZOS CONCOMITANTES
EN LA BARRA N° 2 ,DE NUDOS N° 2 Y N° 3

X		AXIL	CORTANTE	FLECTOR	COMB.

0.000	MAX	62.118	136.453	-265.385	I
	MIN	53.184	128.585	-245.219	C
1.316	MAX	62.915	113.147	-101.086	I
	MIN	53.742	106.068	-90.758	C
2.633	MAX	63.711	89.842	32.532	I
	MIN	54.300	83.551	34.058	C
3.949	MAX	64.507	66.537	135.469	I
	MIN	54.858	61.033	129.230	C
5.266	MAX	65.303	43.232	207.724	I
	MIN	55.416	38.516	194.758	C

FLECTORES PESIMOS Y ESFUERZOS CONCOMITANTES
EN LA BARRA N° 3 ,DE NUDOS N° 3 Y N° 4

X		AXIL	CORTANTE	FLECTOR	COMB.

0.000	MAX	58.187	43.232	211.477	G
	MIN	55.417	40.858	181.955	E
1.317	MAX	58.983	19.918	253.061	G
	MIN	55.975	20.914	222.631	E
2.634	MAX	59.780	-0.000	263.940	F
	MIN	56.534	-3.350	237.041	A
3.951	MAX	59.780	-23.314	248.588	F
	MIN	57.092	-25.676	216.360	C
5.268	MAX	59.780	-46.628	202.531	F
	MIN	57.651	-45.620	169.412	C

CORTANTES PESIMOS Y ESFUERZOS CONCOMITANTES
EN LA BARRA N° 3 ,DE NUDOS N° 3 Y N° 4

X		AXIL	CORTANTE	FLECTOR	COMB.

0.000	MAX	59.780	46.628	202.531	F
	MIN	55.417	38.516	194.759	C
1.317	MAX	59.780	23.314	248.588	F
	MIN	55.975	15.990	230.650	C
2.634	MAX	56.534	0.969	237.041	E
	MIN	56.534	-5.731	237.041	C
3.951	MAX	57.092	-20.752	224.379	E
	MIN	60.577	-26.710	244.115	G
5.268	MAX	56.534	-43.239	175.683	A
	MIN	61.373	-50.024	193.585	G

AXILES PESIMOS Y ESFUERZOS CONCOMITANTES
EN LA BARRA N° 3 ,DE NUDOS N° 3 Y N° 4

X		AXIL	CORTANTE	FLECTOR	COMB.

0.000	MAX	65.304	43.232	207.724	I
	MIN	55.417	40.858	181.955	E
1.317	MAX	66.101	19.918	249.308	I
	MIN	55.975	20.914	222.631	E
2.634	MAX	66.897	-3.396	260.188	I
	MIN	56.534	0.969	237.041	E
3.951	MAX	67.694	-26.710	240.363	I
	MIN	56.534	-23.295	219.495	A
5.268	MAX	68.490	-50.024	189.833	I
	MIN	56.534	-43.239	175.683	A

FLECTORES PESIMOS Y ESFUERZOS CONCOMITANTES
EN LA BARRA N° 4 ,DE NUDOS N° 4 Y N° 5

X		AXIL	CORTANTE	FLECTOR	COMB.

0.000	MAX	59.780	-46.628	202.531	F
	MIN	57.651	-45.620	169.412	C
1.316	MAX	59.780	-69.933	125.805	F
	MIN	58.209	-65.557	96.230	C
2.633	MAX	59.780	-93.239	18.397	F
	MIN	66.641	-89.485	-3.397	H
3.949	MAX	56.534	-103.050	-113.202	A
	MIN	70.880	-119.940	-145.804	I
5.266	MAX	56.534	-122.987	-261.991	A
	MIN	71.676	-143.245	-319.045	I

CORTANTES PESIMOS Y ESFUERZOS CONCOMITANTES
EN LA BARRA N° 4 ,DE NUDOS N° 4 Y N° 5

X		AXIL	CORTANTE	FLECTOR	COMB.

0.000	MAX	56.534	-43.239	175.683	A
	MIN	61.374	-50.024	193.586	G

1.316	MAX	56.534	-63.176	105.635	A
	MIN	62.170	-73.330	112.388	G
2.633	MAX	56.534	-83.113	9.340	A
	MIN	62.966	-96.635	0.509	G
3.949	MAX	56.534	-103.050	-113.202	A
	MIN	63.763	-119.940	-142.051	G
5.266	MAX	56.534	-122.987	-261.991	A
	MIN	64.559	-143.245	-315.293	G

AXILES PESIMOS Y ESFUERZOS CONCOMITANTES
EN LA BARRA N° 4 ,DE NUDOS N° 4 Y N° 5

X		AXIL	CORTANTE	FLECTOR	COMB.
0.000	MAX	68.491	-50.024	189.833	I
	MIN	56.534	-43.239	175.683	A
1.316	MAX	69.287	-73.330	108.636	I
	MIN	56.534	-63.176	105.635	A
2.633	MAX	70.084	-96.635	-3.243	I
	MIN	56.534	-83.113	9.340	A
3.949	MAX	70.880	-119.940	-145.804	I
	MIN	56.534	-103.050	-113.202	A
5.266	MAX	71.676	-143.245	-319.045	I
	MIN	56.534	-122.987	-261.991	A

FLECTORES PESIMOS Y ESFUERZOS CONCOMITANTES
EN LA BARRA N° 5 ,DE NUDOS N° 5 Y N° 6

X		AXIL	CORTANTE	FLECTOR	COMB.
0.000	MAX	122.987	56.534	-261.991	A
	MIN	143.245	71.676	-319.045	I
2.235	MAX	133.715	48.318	-143.814	A
	MIN	153.973	56.343	-179.180	G
4.470	MAX	150.815	38.778	-45.357	H
	MIN	164.701	42.731	-67.461	G
6.705	MAX	161.543	16.194	17.078	H
	MIN	172.033	18.944	2.595	F
8.940	MAX	186.157	-0.682	34.558	G
	MIN	169.890	-7.950	15.932	B

CORTANTES PESIMOS Y ESFUERZOS CONCOMITANTES
EN LA BARRA N° 5 ,DE NUDOS N° 5 Y N° 6

X		AXIL	CORTANTE	FLECTOR	COMB.
0.000	MAX	143.245	71.676	-319.045	I
	MIN	122.987	56.534	-261.991	A
2.235	MAX	153.973	59.884	-171.022	I
	MIN	133.715	48.318	-143.814	A
4.470	MAX	164.701	42.731	-67.461	G
	MIN	144.443	34.706	-50.030	A

6.705	MAX	175.429	23.722	7.805	G
	MIN	155.171	15.698	7.301	A
8.940	MAX	186.157	-0.682	34.558	G
	MIN	172.271	-11.787	23.008	H

AXILES PESIMOS Y ESFUERZOS CONCOMITANTES
EN LA BARRA N° 5 ,DE NUDOS N° 5 Y N° 6

X		AXIL	CORTANTE	FLECTOR	COMB.
0.000	MAX	143.245	64.559	-315.293	G
	MIN	122.987	56.534	-261.991	A
2.235	MAX	153.973	56.343	-179.180	G
	MIN	133.715	48.318	-143.814	A
4.470	MAX	164.701	42.731	-67.461	G
	MIN	144.443	34.706	-50.030	A
6.705	MAX	175.429	23.722	7.805	G
	MIN	155.171	15.698	7.301	A
8.940	MAX	186.157	-0.682	34.558	G
	MIN	165.899	-8.707	16.119	A

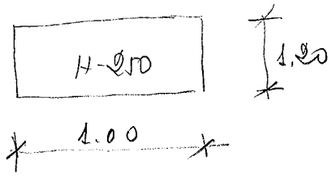
5.7.- Dimensionamiento del Portico.-

5.7.1.- Dintel.-

* Esfuerzos:

B-4 Izq	$M_d^{(-)} = -319,045$ t·m $N_d = 71,676$ t	⟶	$e_o = 445$ cms $e = 500$ cms
B-3 Izq centro	$M_d^{(+)} = 263,940$ t·m $N_d = 59,780$ t	⟶	$e_o = 442$ cms $e = 497$ cms
extremo B-3 Izq	$M_d^{(+)} = 211,477$ t·m $N_d = 58,187$ t	⟶	$e_o = 363$ cms $e = 418$ cms
B-4 Izq	$V_d = 143,245$ t ⟶ $V_{d(ad)} = 119,940$ t		

* Pecim:



$d' = 5$ cms
$d = 115$ cms
$U_c = 1.916.667,-$ kg

* Armadura flexo-comprim.-

$U_{s1}^{(-)} = 285.790,-$ ⟶ $A_{s1} = 64,44$ cm² ⟹ $\phi 32$ a $0,125$
$A_{s\,reparto} = 30\%\, A_{s1} = 20,62$ cm² ⟹ $\phi 20$ a $0,15$

$U_{s1}^{(+)} = 232.009,-$ kg ⟶ $A_{s1} = 52,31$ cm² ⟹ $\phi 32$ a $0,20$ + $+\phi 20$ a $0,20$
$A_{s\,reparto} = 30\% = 16,08$ cm² ⟶ $\phi 20$ a $0,20$

$U_{s1}^{(+)} = 180.078,-$ kg ⟶ $A_{s1} = 40,60$ cm² ⟹ $\phi 32$ a $0,20$
$A_{s\,reparto} = 30\%$ ⟶ A_{s1} ⟶ $\phi 20$ a $0,20$

* Cortante: (Apoyos)

$$V_{cu} = 0,50 \times \sqrt{f_{cd}} \times 100 \times 115 = 74.232,-\ kg$$

$$V_{su} = 119.940 - 74.232 = 0,90 \times f_{yk,1} \times 115 \times \frac{n \times \pi \times \phi^2}{4 s_t}$$

$$\frac{n\phi^2}{s_t} = 0,134 \longrightarrow \text{1 c. } \phi 10 \text{ a } 0,15$$

$A_{x\,min}$:

$$\frac{n\phi^2\pi}{4 s_t} \times f_{yk,d} \geq 0,02 \times f_{cd} \times 100$$

$$\frac{n\phi^2}{s_t} = 0,101 \longrightarrow \text{1 c. } \phi 10 \text{ a } 0,20$$

5.7.2.- Muros o Aletas.-

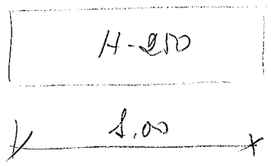
* Esfuerzos:

B-5 Izq | $M_d^{(-)} = -319,045$ t x m ⟶ $e_o = 223$ cm, $e = 278$ cm
| $N_d = 143,245$ t

B-5 Der | $M_d^{(+)} = 34,558$ t x m ⟶ $e_o = 19.-$ cm, $e = 74,$ cm
| $N_d = 186,158$ t

B-Viga $N_d = 71,676$ t ⟶ $N_{d(ad)} = 69,832$ t

* Decim:



$d' = 5$
$d = 115$ cm
$U_c = 1.725.000.-$ kg

* Armadura Flexo-Comprefim:

$U_{s1}^{(-)} = 275.746.-$ kg ⟶ $A_{s1} = 69,18$ cm² ⟶ ϕ 32 a 0,125
A_s reparto = 30% A_{s1} = 19,65 cm² ⟶ ϕ 20 a 0,15

$U_{s1}^{(+)} = 30.317.-$ kg ⟶ $A_{s1} = \cancel{6,74}$ 10,26 cm² ⟶ ϕ 20 a 0,25

A_s reparto: 30% A_{s1} < $A_{s\,min}$ = 19,20 ⟶ ϕ16 a 0,20 + ϕ16 a 0,20

* Cortante:

$V_{cu} = 0,50 \times \sqrt{f_{cd}} \times 100 \times 115 = 70.423.-$ kg

$\xi = 1,60 - 1,15 = \cancel{0,45} < 1,00$

$\rho_1 = \frac{64,32 + 12,56}{100 \times 115} = 0,0067 < 0,02$

$V_{u2,a} = 0,50 \times 70.423 \times 1,00 \times (1 + 50 \times \rho_1) = 87.007.-$ kg

Si tenemos en cuenta la comprefim:

$V_{cu} = 0,50 \times \sqrt{f_{cd}} \times 100 \times 115 \left(1 + \frac{1,20 \times 71.291}{6 \times 208,028}\right) = 80.666.-$ kg

$V_{u2,a} = 53.844.-$ kg < V_d armadura

Se pone armadura mínima:

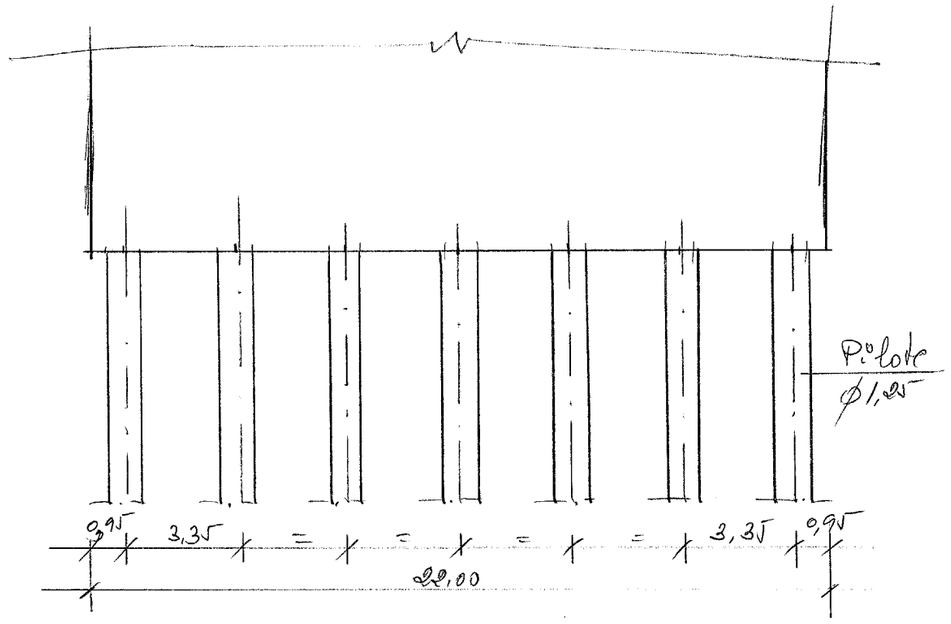
$\frac{n \phi^2 \times \pi}{4 s} \times f_{yd} \times d \geq 0,02 \times f_{cd} \times 100$

$\frac{n \phi^2}{s} = 0,09$ ⟶ 8 c. ϕ 10 a 0,20

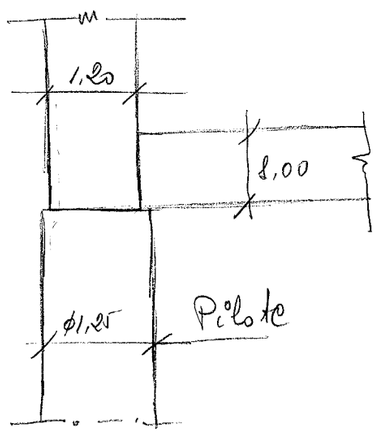
6.- Calculo de la Cimentación del Portico.-

6.1.- Geometria.-

* Alzado.-



* Seccion.-



6.2.- Cargas sobre los Pilotes del Muro.-

6.2.1.- Reacciones del Portico.-



	Nudos	Hl	N	Ml
Resto	H-1	-5,875	50,520	6,468
	2	19,682	0,-	-9,115
	3	16,027	36,609	-2,197
	4	4,492	0,-	-2,540
	5	-2,415	4,031	4,499
	6	-4,223	11,851	4,642
	7	-2,415	19,663	0,809
	8	-6,199	24,964	6,813
	9	-0,474	0,337	1,576
	10	-1,138	0,809	3,783
UTC	11	-4,700	16,559	5,802
	12	-5,173	19,053	5,685
	13	-4,700	21,545	4,529
	14	-6,729	27,097	7,396
	15	-2,094	1,488	6,962
	16	-2,987	2,123	9,931
Hl max		14,634	—	—
N max		—	116,349	21,598
N min		—	114,226	21,598

6.2.2.- Cargas sobre los Pilotes.-

N = 3,35 x 116,349 = 389,769 t/Pilote

H = 3,35 x 21,598 = 72,353 txm/Pilote

6.3.- Carga de hundimiento de los Pilotes.-

6.3.1.- Segun el informe Geotecnico.-

	R_{fadm} (Kg/cm²)	R_{padm} (Kg/cm²)	k_h (t/m³)
σ_I — 0.- - 6,40	- 0,10	—	90,-
σ_{II} — 6,40 - 7,70	0,15	—	270,-
σ_{III} — 7,70 - 9,40	1,52	93,-	3.552,-
σ_{IV} - 9,40 - ∞	1,52	93,-	13.488,-

Empotramiento del pilote $4\phi = 5,00$ en el nivel IV.

6.3.2.- Carga de Hundimiento.-

$$Q_{adm} = \pi \times 1,25 \times 1,50 \times 1,30 + \pi \times 1,25 \times 15,20 \times 1,70 + \pi \times 1,25 \times 15,20 \times 5,00 + \pi \times \left(\frac{1,25}{2}\right)^2 \times 930 = 1.549.- \text{ t}$$

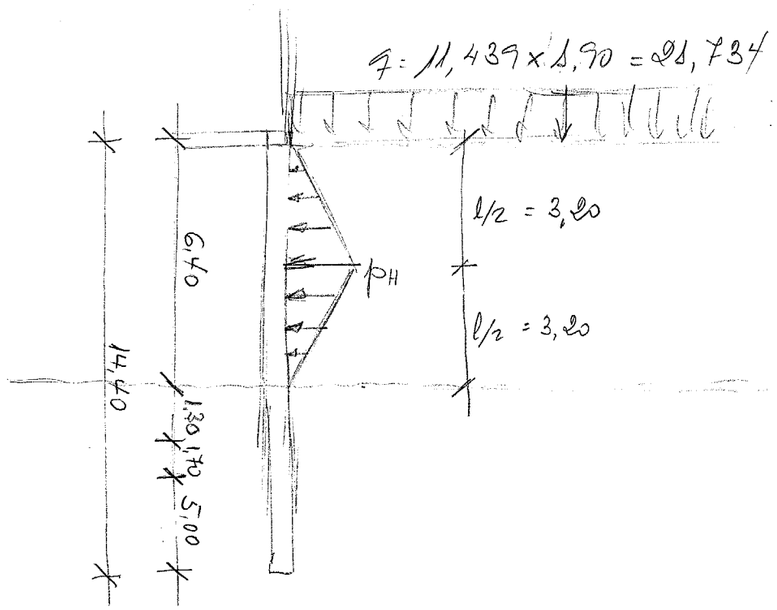
$$P_{i^o max} = 389,769 + \pi \times \left(\frac{1,25}{2}\right)^2 \times 2,50 \times 14,40 + \pi \times 1,25 \times 6,40 \times 1,00 = 459,080 \text{ t}$$

$P_{i^o max} = 459,080 \text{ t} \leq Q_{adm} = 1.549.- \text{ t}$ vale

6.4.- Calculo Estructural del Pilote.-

6.4.1.- Empuje lateral del terreno por S.C. lateral.-

El terraplen del trasdos empuje lateralte a los pilotes segun el informe geotecnico, el cortolidar las arcillas.

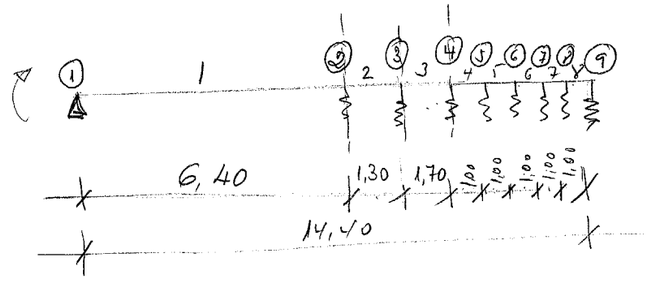


Segun la teoria de Tschebotarioff

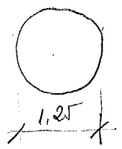
$$p_H = \beta \times k_o \times \Delta\sigma_z' \cdot 2\phi = 1,00 \times 0,40 \times 21,734 \times 2 \times 1,25 = 21,734 \text{ t/ml}$$

6.4.2.- Calculo de Esfuerzos en el Pilote.-

* Discretizacion.-



* Características de las barras.-



$I = \frac{\pi R^4}{4} = 0,119842 \ m^4$

$A = 1,227185 \ m^2$

* Vinculación de los nudos:

Nudo 1: $k_\varphi = \frac{4EI}{8,94} = 647.517,-$

Nudo 2: $k_V = 0,65 \times 1,25 \times 270 = 219.- \ t/m$

Nudo 3: $k_V = 0,65 \times 1,25 \times 270 + 0,25 \times 1,75 \times 3.552 = 3.993.- \ t/m$

Nudo 4: $k_V = 0,25 \times 1,25 \times 3.552 + 0,50 \times 1,25 \times 13.488 = 12.204.- \ t/m$

Nudo 5,-8: $k_V = 1,00 \times 1,25 \times 13.488 = 16.860,- \ t/m$

Nudo 9: $k_V = 8.430,- \ t/m$

* Hipótesis de Carga.-

- H-1.-

- Barra 1:

Tipo 3
$H = -72,353 \ t \times m$
$a/l = 0,001$

} A superponer al empuje lateral

- Barra 2.-

Tipo 5
$q = 21,734 \ t/m$

Tipo 6
$q = 21,784$

* Calculo de Σ Sjue 208.-

"Ser listado a continuación"

D A T O S D E L A E S T R U C T U R A

D A T O S G E N E R A L E S

NUMERO DE NUDOS ..... = 9
NUMERO DE BARRAS ..... = 8
NUMERO DE NUDOS COACCIONADOS ..... = 9
NUMERO DE SECCIONES POR BARRA ..... = 5
MODULO DE ELASTICIDAD ..... = 2.7000E+06
PESO ESPECIFICO DEL MATERIAL ... = 2.5000E+00
COEFICIENTE DE DILATACION ..... = 1.0000E-05

D A T O S E N L O S N U D O S

NUDO	X	Y	u	v	θ
1	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00
2	6.4000E+00	0.0000E+00	-	k=0.2190E+03	-
3	7.7000E+00	0.0000E+00	-	k=0.3993E+04	-
4	9.4000E+00	0.0000E+00	-	k=0.1220E+05	-
5	1.0400E+01	0.0000E+00	-	k=0.1686E+05	-
6	1.1400E+01	0.0000E+00	-	k=0.1686E+05	-
7	1.2400E+01	0.0000E+00	-	k=0.1686E+05	-
8	1.3400E+01	0.0000E+00	-	k=0.1686E+05	-
9	1.4400E+01	0.0000E+00	-	k=0.8430E+04	-

D E F I N I C I O N D E L A S B A R R A S

BARRA	NUDO I	NUDO J	INERCIA	AREA
1	1	2	1.19842E-01	1.22719E+00
2	2	3	1.19842E-01	1.22719E+00
3	3	4	1.19842E-01	1.22719E+00
4	4	5	1.19842E-01	1.22719E+00
5	5	6	1.19842E-01	1.22719E+00
6	6	7	1.19842E-01	1.22719E+00
7	7	8	1.19842E-01	1.22719E+00
8	8	9	1.19842E-01	1.22719E+00

C A R G A S A C T U A N T E S E N L A H I P O T E S I S N° 1

EMPUJE LATERAL DE TIERRAS SOBRE EL PILOTE.-

CARGAS EN LAS BARRAS

BARRA	TIPO	PAR1	PAR2	PAR3	PAR4	PAR5
1	5	0.000	21.734	0.000	0.500	GRAV.
1	6	21.734	0.000	0.500	0.000	GRAV.

R E S U L T A D O S D E L A H I P O T E S I S N° 1

EMPUJE LATERAL DE TIERRAS SOBRE EL PILOTE.-

D E S P L A Z A M I E N T O S

NUDO	u	v	Giro
1	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
2	0.00000E+00	-1.05642E-03	1.18044E-04
3	0.00000E+00	-8.45986E-04	1.94115E-04
4	0.00000E+00	-4.95152E-04	2.03860E-04
5	0.00000E+00	-3.03457E-04	1.77532E-04
6	0.00000E+00	-1.41450E-04	1.47119E-04
7	0.00000E+00	-6.71769E-06	1.24212E-04
8	0.00000E+00	1.10762E-04	1.12671E-04
9	0.00000E+00	2.21509E-04	1.09785E-04

R E A C C I O N E S E N A P O Y O S

NUDO	Rx	Ry	Mz
1	0.00000E+00	5.60171E+01	1.08375E+02
2	0.00000E+00	2.31355E-01	-6.67572E-04
3	0.00000E+00	3.37802E+00	-9.91821E-05
4	0.00000E+00	6.04284E+00	-7.96318E-05
5	0.00000E+00	5.11629E+00	1.87874E-04
6	0.00000E+00	2.38485E+00	1.67847E-04
7	0.00000E+00	1.13260E-01	2.49386E-04
8	0.00000E+00	-1.86744E+00	1.43051E-04
9	0.00000E+00	-1.86732E+00	5.17947E-05

L E Y E S D E E S F U E R Z O S E N L A S B A R R A S

BARRA N° 1 DE NUDOS N° 1 Y N° 2

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	0.000	56.017	-108.374
1.600	0.000	47.324	-23.384
3.200	0.000	21.243	33.788
4.800	0.000	-4.838	44.593
6.400	0.000	-13.532	27.579

BARRA N° 2 DE NUDOS N° 2 Y N° 3

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	0.000	-13.301	27.580
0.325	0.000	-13.301	23.257
0.650	0.000	-13.301	18.934
0.975	0.000	-13.301	14.612
1.300	0.000	-13.301	10.289

BARRA N° 3 DE NUDOS N° 3 Y N° 4

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	0.000	-9.923	10.289
0.425	0.000	-9.923	6.072
0.850	0.000	-9.923	1.855
1.275	0.000	-9.923	-2.362
1.700	0.000	-9.923	-6.579

BARRA N° 4 DE NUDOS N° 4 Y N° 5

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	0.000	-3.880	-6.579
0.250	0.000	-3.880	-7.549
0.500	0.000	-3.880	-8.519
0.750	0.000	-3.880	-9.489
1.000	0.000	-3.880	-10.459

BARRA N° 5 DE NUDOS N° 5 Y N° 6

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	0.000	1.236	-10.459
0.250	0.000	1.236	-10.150
0.500	0.000	1.236	-9.841
0.750	0.000	1.236	-9.532
1.000	0.000	1.236	-9.223

BARRA N° 6 DE NUDOS N° 6 Y N° 7

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	0.000	3.621	-9.223

0.250	0.000	3.621	-8.318
0.500	0.000	3.621	-7.412
0.750	0.000	3.621	-6.507
1.000	0.000	3.621	-5.601

BARRA N° 7 DE NUDOS N° 7 Y N° 8

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	0.000	3.735	-5.602
0.250	0.000	3.735	-4.668
0.500	0.000	3.735	-3.734
0.750	0.000	3.735	-2.801
1.000	0.000	3.735	-1.867

BARRA N° 8 DE NUDOS N° 8 Y N° 9

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	0.000	1.867	-1.867
0.250	0.000	1.867	-1.400
0.500	0.000	1.867	-0.934
0.750	0.000	1.867	-0.467
1.000	0.000	1.867	0.000

* Esfuerzos Resultantes.-

$M = 108,374 + 72,353 = 180,727$ txm

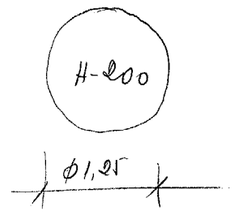
6.4.3 - Dimensionado:-

* Esfuerzos de Calculo:

$Nd = 1.60 \times 389,769 = 623,630$ t

$Md = 1,60 \times [108,374 \times 1,25 + 72,353] = 332,513$ txm

* Recubrimiento:



d' = 6 cms

d = 98,50 cms

bw = 99,40 cms

* Materiales.-

$f_{cd} = \frac{200}{1,50} \times 0,90 = 106.-$ kg/cm²

$f_{yd} = \frac{5.100}{1,50} = 3.400.-$ kg/cm²

* Armadura a flexo-compresion:-

$$\nu = \frac{623.630}{0,785 \times 125^2 \times 106} = 0,480$$

$$\mu = \frac{332,513 \times 10^5}{0,785 \times 125^3 \times 106} = 0,205$$

$\Big\}$ $\omega = 0,475$

$$\omega = \frac{A_{tot} \times 3.400}{0,785 \times 125^2 \times 106} = 0,475 \longrightarrow A_{total} = 181,64\ cm^2$$

| 24 ϕ 32 |

* Armadura minima:

$f = 0,005 \longrightarrow A_{smin} = 61,40\ cm^2 < A_{stotal}$

* Cortante:

$$\nabla d = 1,60 \times [1,25 \times 56,017 + 9,286] = 126,892\ t$$

$$\nabla cu = 0,50 \times \sqrt{fcd} \times 98,50 \times 99,40 = 50.402.-\ kg$$

$$\nabla su = 126.892 - 50.402 = 0,90 \times f_{yk,d} \times 98,50 \times \frac{n \times \pi \times \phi^2}{4 s t}$$

$$\frac{n\phi^2}{st} = 0,323 \longrightarrow$$ | 1 C. ϕ 16 a 0,15 |

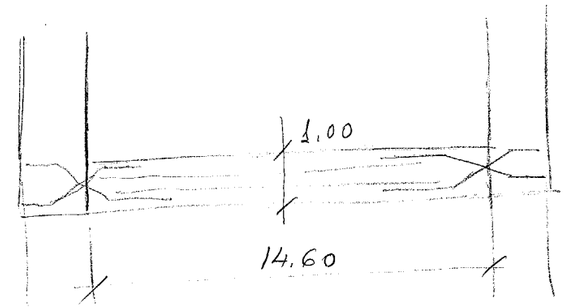
• Armadura minima:

$$\frac{n \times \pi \times \phi^2}{4st} \times f_{yk,d} \geq 0,02 \times fcd \times 99.40$$

$$\frac{n\phi^2}{st} = 0,08 \longrightarrow$$ | 1 C. ϕ 12 a 0,20 |

6.5.- Arriostramiento horizontal en la base del Portico.-

6.5.1.- Geometria.-



6 Riostras

6.5.2.- Esfuerzos:

$$\nabla d = 1,60 \times \left[1,25 \times \frac{56,017 \times 7}{6} + 14,634 \times \frac{22,00}{6}\right] = 216,159\ t$$

$$Md = 1,60 \times \frac{3,125 \times 14,60^2}{8} = 133,225\ t \times m$$

$$\nabla d = 1,60 \times \frac{3,125 \times 14,60}{2} = 36,500\ t$$

* Pecim:

| H-200 | 1,00

1,00

$d' = 5$
$d = 95$
$U_c = 1.126.667.-\ kg$

* Pandeo:

$e_0 = 0,015\ m \not< \begin{cases} h/20 = 0,063\ m \\ 0,02\ cm \end{cases}$

$l_0 = \beta \times l = 1.00 \times 14,60 = 14,60\ m.$

$i = \sqrt{I/A} = \sqrt{\frac{\frac{1}{12} \times 1,00 \times 1,00^3}{1,00^2}} = 0,289\ m.$

$\lambda = \frac{l_0}{i} = \frac{14,60}{0,289} = 50 > 35$ comprobamos

$e_a = 11,7\ cms \longrightarrow$ Total $= 61,70 + 17 = 78,70\ cms.$

$e = 123,70\ cms.$

* Armadura a flexo-compresión:-

$U_{s1} = 106.054,-\ kg \rightarrow A_{s1} = 23,91\ cm^2 \Rightarrow$ **8 ϕ 20**

Simetrica en las 4 caras.-

* Cortante en la Riostra

$V_{cu} = 0,50 \times \sqrt{f_{cd}} \times 100 \times 95 = 54.848,-\ kg$

Armadura mínima:

$\frac{n \times \phi^2 \times \pi}{4 s_t} \times f_{yd} \geq 0,02 \times f_{cd} \times 100$

$\frac{n \phi^2}{s_t} = 0,08 \longrightarrow$ **1 C. ϕ 10 a 0,20**

* Cortante y tracción en la Rotula.-

$N_d = -1,60 \times (15,60) \times \frac{22.00}{6} = 91,526\ t$

$S_d = \text{---} \times \text{---} = 36,500\ t$

$\sigma^* = \frac{91.526}{16 \times 3,14} = 1.822,-\ kg/cm^2$

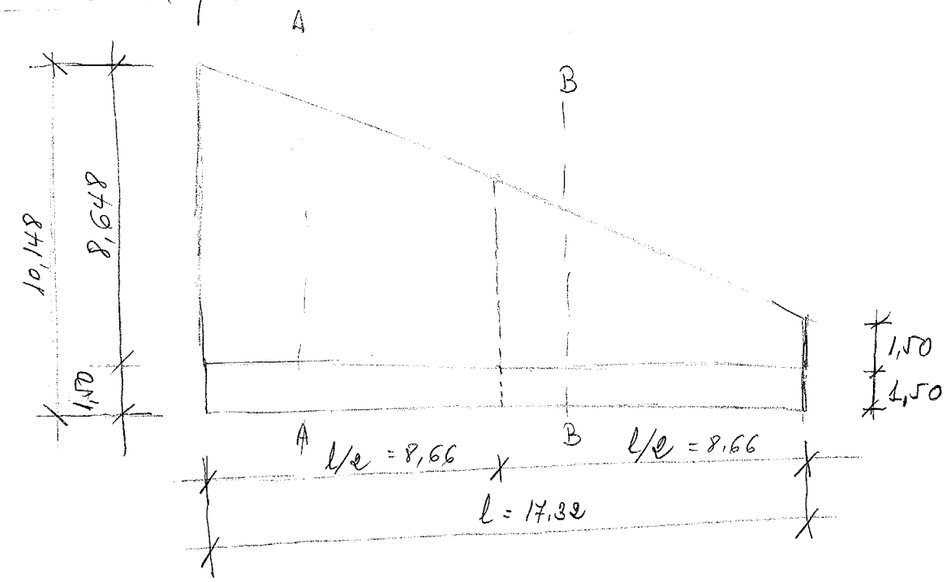
$\tau^* = \frac{36,500}{16 \times 3,14} = 726,-\ kg/cm^2$

$\sigma^*_{co} = \sqrt{1.822^2 + 3 \times 726^2} = 2.914,-\ kg/cm^2 \leq f_{yd}$ valo

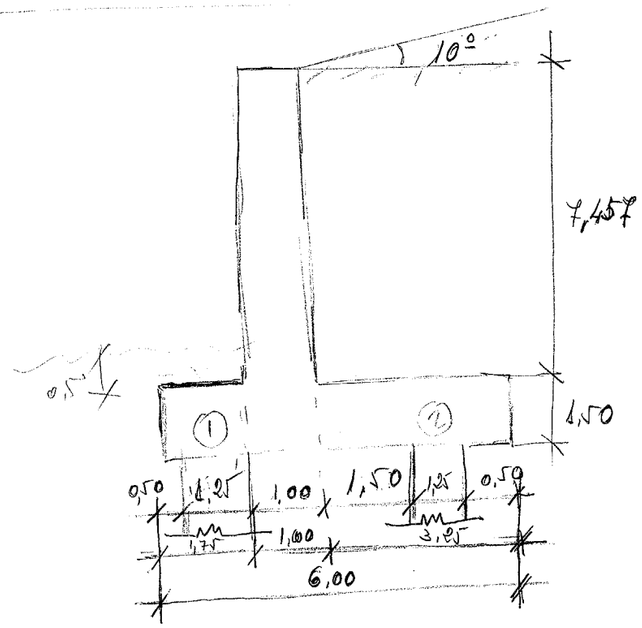
7.- Calculo Alcatas.-

7.1.- Definicion Geometrica.-

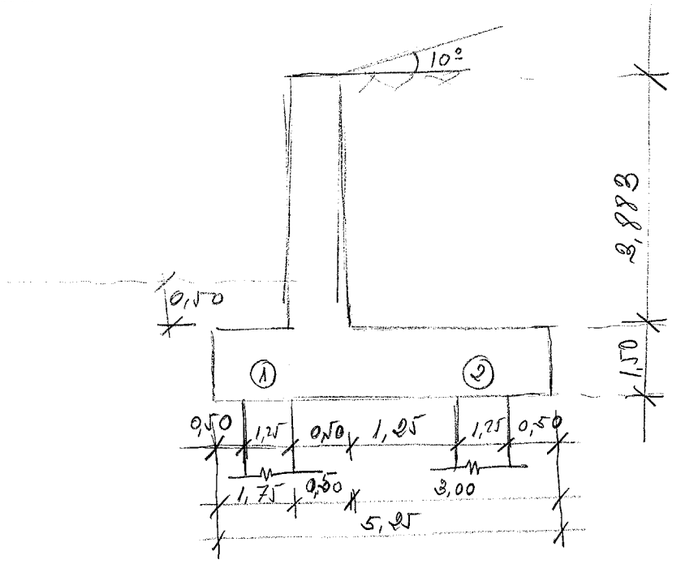
* Alzado.- (tipo)



* Seccion transversal A.-



* Seccion transversal B.-



7.2.- Calculo de la Seccion A(1).-

7.2.1.- Calculo del Muro y Acciones de esfuerzos en la base del empotrado.-

* Calculo.-

"Ver Calculo a Continuacion"

CALCULO MECANIZADO DE MUROS.
==========

1.- Datos de partida

1.1.- Características del terreno:

Densidad del suelo	(t/m3.)	= 1.9
Angulo rozamiento interno suelo	(grados)	= 30
Cohesion del suelo	(t/m2.)	= 0
Angulo rozamiento tierras-muro	(grados)	= 0
Tensión admisible del suelo	(Kg/cm2.)	= 1

1.2.- Caracteristicas geometricas del muro:

Altura del Muro	(mts.)	= 7.457
Espesor del Muro	(mts.)	= 1
Angulo trasdos muro con la horizontal	(grad)	= 90
Taluz del terreno con la horizontal	(grad)	= 10
Altura tierras sobre la puntera,	(mts.)	= .5
Altura de la zapata	(mts.)	= 1.5
Anchura trans. zapata	(mts.)	= 6
Talón de la zapata	(mts.)	= 3.25
Puntera de la zapata	(mts.)	= 1.75

1.3- Características de los materiales y coeficientes:

Hormigón del muro	fck	(Kg/cm2.)	= 200
Hormigón de la zapata	fck	(Kg/cm2.)	= 200
Acero para armar	fyk	(Kg/cm2.)	= 5100

Coef. minoración hormigón	= 1.50
Coef. minoración acero	= 1.15
Coef. mayoración cargas	= 1.6
Coef. seguridad vuelco	= 2.00
Coef. seguridad desliza.	= 1.50

1.4.-Esfuerzos sobre el muro y sc. trasdos (sin mayorar)

N, Xn :	en	(t., mts.) =	0	1
Hl, Yhl:	en	(t., mts.) =	0	1

Sobrecarga en el trasdos Qt (t/m2.) = 0

Tipo de empuje considerado - ACTIVO -
Coeficiente de empuje Landa = .3736792

2.- Esfuerzos o Acciones Glovales Sobre el Muro:

2.1.- Peso propio:

(P1,Xp1)	= 18.6425	2.25
(P2,Xp2)	= 22.5	3
Ptot	= 41.1425	

2.2.- Empuje de tierras:

(E1,Ye1)	= 28.4805	2.985667
(E2,Ye2)	= 0 4.4785	
Etot	= 28.4805	
Epas. zap.	= 0	

2.3.- Rozamiento tierras-tierras:

(Qv,Xqv)	= 10.96215	6

2.4.- Peso de las tierras:

(Wt0,Xwt0)	= 1.769331	4.916667
(Wt1,Xwt1)	= 46.04697	4.375
(Wt2,Xwt2)	= 1.6625	.875
(Wq,Xwq)	= 0	4.375
Wttot	= 49.47881	

2.5.- Acciones exteriores sobre el muro:

(N,Xn) = 0 1
(Hl,Yhl) = 0 1

3.-Estabilidad al vuelco:
==========

Mom. Estabil. (txm.) = 386.8279
Mom. Volcad. (txm.) = 85.03327

CV = 4.549136

4.- Estabilidad al deslizamiento.:
==========

Fuerza de desl. (t.) = 28.4805
Fuerza opuesta desl. (t.) = 52.32022

Cd = 1.837054

5.- Tensión Sobre el Terreno de Cimentación:
==========

N en puntera o centro zapata (t.) = 90.62131
M en puntera zapata (txm.) = 236.0218
M en centro zapata (txm.) = 35.84216

Distribución de Tensiones Trapecial.

Tensión en la Punta (Kg/cm2.) = 2.107724
Tensión en el talón (Kg/cm2.) = .9129857
Tension en a/4 de la zapata (kg/cm2.) = 1.80904
Tensión de comparación (Tadm.) = 1

6.- Cálculo Resistente del Muro .
==========

6.1.- Desglose de acciones sobre el muro:

(p1,xp1) = 18.6425 0
(e1,ye1) = 19.74016 2.485667
(e2,ye2) = 0 3.7285
(n,xn) = 0 1.25
(hl,yhl) = 0 -.5

6.2.- Esfuerzos característicos resultantes:

Axil (t.) NK = 18.6425
Cortante (t.) VK = 19.74016
Momento (txm.) MK = 49.06746

6.3.- Cálculo de la armadura del muro:

Axil de cálculo (t.) Nd = 29.828
Cortante de cálculo (t.) Vd = 31.58426
Momento de cálculo (txm.) Md = 78.50794

- Flexión compuesta:

Us1 (Kg.) = 71380.69
As1 (cm2.) = 16.09564
Arma. repar. de As1 (cm2.) = 4.023911

Us2 (Kg.) = 1491.4
As2 (cm2.9 = .37285
Arma. repar. de As2 (cm2.) = 9.321251E-02

**** OPCIONES DE ARMADO, (se cogera solo una) ****

Armadura As1 Diametro Redondo (mm.) = 20
Armadura As1 Número de Barras = 6
Armadura As1 Separación Barras (cms.) = ~~16.66667~~ 20
Armadura de Reparto diametro Redondo (mm.) = 10
Armadura de Reparto Num. barras/ml. (n/ml.) = 6

Armadura As2 Diametro Redondo (mm.) = 10
Armadura As2 Número de Barras = 1
Armadura As2 Separación barras (cms.) = 100
Armadura de Reparto Diametro Redondo (mm.) = 10
Armadura de Reparto Num. barras/ml. (n/ml.) = 1

- CORTANTE.-

Vd (Kg.) = 31584.26
Vcu (Kg.) = 52033.64
No es necesaria armadura para cortante se pone la mínima

* Armaduras mínimas.-

• horizontal total:

$\rho = 0{,}0016 \longrightarrow A_{s\,min} = 16{,}00\ cm^2$

dispuesta = $\phi 16$ a 0,20 + $\phi 12$ a 0,20 = 17,70 cm^2 vale

• horizontal una cara:

$\rho = 0{,}0006 \longrightarrow A_{s\,min} = 6{,}00\ cm^2$

dispuesta = $\phi 12$ a 0,20 = 5,65 cm^2 vale

• Vertical total:

$\rho = 0{,}0009 \longrightarrow A_{s\,min} = 9{,}00\ cm^2$

dispuesta = $\phi 20$ a 0,20 + $\phi 12$ a 0,20 = ϕ 1, 35 cm^2 vale

• Vertical una cara:

$\rho = 0{,}0003 \longrightarrow A_{s\,min} = 3{,}00\ cm^2$

dispuesta $\phi 12$ a 0,20 = 5,61 cm^2 vale

* Anclajes y Esperas.-

• Anclaje:

$l_b = 19 \times \phi^2 =$ $\phi 12 = 30$ cms ~~< 30 < 15~~
$\phi 20 = 76$ cms ~~< 57 < 15~~

* Esperas:

$l_b = 1{,}70 \times 15 \times \phi^2 =$ $\phi 12 = 50$ cms
$\phi 20 =$ 100 cms

7.2.2.- Calculo de los Pilotes.-

* Acciones
~~Esfuerzos~~ en la base del Encepado.-

N = 90,621 t/m.	× 2,00	= 181,242	t
M = 35,842 t×m/m.	× 2,00	= 71,684	t×m
H = 28,481 t/m.	× 2,00	= 56,962	t

* Acciones
~~Esfuerzos~~ sobre los Pilotes:

P1	N_1 = 109,737	t
	H_1 = 28,481	t
P2	N_2 = 71,503	t
	H_2 = 28,481	t

* Geotecnia:

Ver pag. 58.-

Tomaremos en el nivel III una resistencia por punta de $R_{padm} = \frac{930}{2} = 465$ t/m² y un empotramiento en contacuerdia de la mitad es decir, $L_{mp} = \frac{4\phi}{2} = \frac{4 \times 1,25}{2} = 2,50$ mts.

l_{pilote} = ~~12,00 mts.~~ = 12,50

* Carga de hundimiento:

$$Q_{adm} = H \times 1,25 \times 1,50 \times 1,30 + H \times 1,25 \times 15,20 \times 1,70 + H \times 1,25 \times 15,20 \times 2,50 + H \times \left(\frac{1,25}{2}\right)^2 \times 465 = 829.- \text{ t}$$

$$P_{imax} = 109,737 + H \times \left(\frac{1,25}{2}\right)^2 \times 2,50 \times 12,00 + H \times 1,25 \times 6,40 \times 1,00 =$$
$$= 171,685 \text{ t}$$

$P_{imax} \leq Q_{adm}$. vale

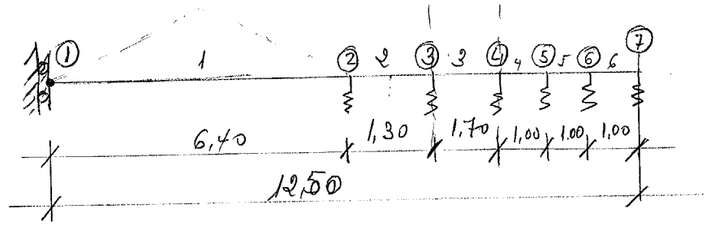
* Empuje lateral del terreno sobre el Pilote.-

Ver pag.- 59

$p_H = 1,00 \times 0,40 \times 13,218 \times 2,00 = 10,574$ t/ml
con distribucion triangular ▷

* Calculo de Esfuerzos en el Pilote.-

• Discretizacion



- Características de la barra:



$I = 0,119842$ m^4

$A = 1,227185$ m^2

- Vinculación de los Nudos: "Efecto Pantalla"

Nudo 2: $K_V = 350$ t/m

Nudo 3: $K_V = 6.389$ t/m

Nudo 4: $K_V = 19.526$ t/m

Nudo 5,6: $K_V = 26.976$ t/m

Nudo 7: $K_V = 13.488$ t/m

- Hipótesis de Carga.-

- Nudo 1:

$P_x = 0$

$P_y = -28,481$

$M = 0$

- Barra 1:

tipo 5

$q = 10,574$

$a/l = 0$

$b/l = 0,50$

- Barra 2:

tipo 6

$q = 10,574$

$a/l = 0,50$

$b/l = 0,-$

- Calculo: ver listado a continuación.-

PROGRAMA ESTRUC. ACEQUIA REGUEROS . PILOTES ALETA A . 31-03-1998 .PAG 83

D A T O S D E L A E S T R U C T U R A

D A T O S G E N E R A L E S

NUMERO DE NUDOS	=	7
NUMERO DE BARRAS	=	6
NUMERO DE NUDOS COACCIONADOS	=	7
NUMERO DE SECCIONES POR BARRA	=	5
MODULO DE ELASTICIDAD	=	2.7000E+06
PESO ESPECIFICO DEL MATERIAL	=	2.5000E+00
COEFICIENTE DE DILATACION	=	1.0000E-05

D A T O S E N L O S N U D O S

NUDO	X	Y	u	v	Θ
1	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00	-	0.0000E+00
2	6.4000E+00	0.0000E+00	-	k=0.3500E+03	-
3	7.7000E+00	0.0000E+00	-	k=0.6389E+04	-
4	9.4000E+00	0.0000E+00	-	k=0.1953E+05	-
5	1.0400E+01	0.0000E+00	-	k=0.2698E+05	-
6	1.1400E+01	0.0000E+00	-	k=0.2698E+05	-
7	1.2400E+01	0.0000E+00	-	k=0.1349E+05	-

D E F I N I C I O N D E L A S B A R R A S

BARRA	NUDO I	NUDO J	INERCIA	AREA
1	1	2	1.19842E-01	1.22719E+00
2	2	3	1.19842E-01	1.22719E+00
3	3	4	1.19842E-01	1.22719E+00
4	4	5	1.19842E-01	1.22719E+00
5	5	6	1.19842E-01	1.22719E+00
6	6	7	1.19842E-01	1.22719E+00

C A R G A S A C T U A N T E S E N L A H I P O T E S I S N° 1

HIPOTESIS UNICA.-

CARGAS EN LOS NUDOS

NUDO	FX	FY	MZ
1	0.000	-28.481	0.000

CARGAS EN LAS BARRAS

BARRA	TIPO	PAR1	PAR2	PAR3	PAR4	PAR5
1	5	0.000	10.574	0.000	0.500	GRAV.
1	6	10.574	0.000	0.500	0.000	GRAV.

R E S U L T A D O S D E L A H I P O T E S I S N° 1

HIPOTESIS UNICA.-

D E S P L A Z A M I E N T O S

NUDO	u	v	Giro
1	0.00000E+00	-2.26810E-02	0.00000E+00
2	0.00000E+00	-1.03433E-02	2.89772E-03
3	0.00000E+00	-6.69837E-03	2.65875E-03
4	0.00000E+00	-2.65476E-03	2.07477E-03
5	0.00000E+00	-7.54127E-04	1.74501E-03
6	0.00000E+00	8.82743E-04	1.55772E-03
7	0.00000E+00	2.40702E-03	1.50756E-03

R E A C C I O N E S E N A P O Y O S

NUDO	Rx	Ry	Mz
1	0.00000E+00	-2.84811E+01	-2.69224E+02
2	0.00000E+00	3.62015E+00	-4.10271E-03
3	0.00000E+00	4.27959E+01	2.99835E-03
4	0.00000E+00	5.18368E+01	1.47247E-03
5	0.00000E+00	2.03433E+01	1.84631E-03
6	0.00000E+00	-2.38129E+01	3.27682E-03
7	0.00000E+00	-3.24659E+01	1.77044E-03

L E Y E S D E E S F U E R Z O S E N L A S B A R R A S

BARRA N° 1 DE NUDOS N° 1 Y N° 2

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	0.000	-28.481	269.224
1.600	0.000	-32.711	221.399
3.200	0.000	-45.400	160.039
4.800	0.000	-58.088	76.121
6.400	0.000	-62.318	-21.332

BARRA N° 2 DE NUDOS N° 2 Y N° 3

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	0.000	-58.697	-21.328
0.325	0.000	-58.697	-40.405
0.650	0.000	-58.697	-59.481
0.975	0.000	-58.697	-78.558
1.300	0.000	-58.697	-97.634

BARRA N° 3 DE NUDOS N° 3 Y N° 4

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	0.000	-15.900	-97.637
0.425	0.000	-15.900	-104.395
0.850	0.000	-15.900	-111.153
1.275	0.000	-15.900	-117.910
1.700	0.000	-15.900	-124.668

BARRA N° 4 DE NUDOS N° 4 Y N° 5

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	0.000	35.933	-124.669
0.250	0.000	35.933	-115.686
0.500	0.000	35.933	-106.703
0.750	0.000	35.933	-97.720
1.000	0.000	35.933	-88.736

BARRA N° 5 DE NUDOS N° 5 Y N° 6

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	0.000	56.276	-88.738
0.250	0.000	56.276	-74.669
0.500	0.000	56.276	-60.600
0.750	0.000	56.276	-46.531
1.000	0.000	56.276	-32.462

BARRA N° 6 DE NUDOS N° 6 Y N° 7

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	0.000	32.467	-32.465
0.250	0.000	32.467	-24.349
0.500	0.000	32.467	-16.232
0.750	0.000	32.467	-8.115
1.000	0.000	32.467	0.002

• Esfuerzos: (hipótesis pésima)

Pi° en cabeza:
- Ni° = 71,503 t
- Mi° = 269,224 txm
- Qi° = 62,318 t

Pi° resto:
- Ni° = 71,503 + 9,82 = 81,320 t
- Mi° = 160,039 txm
- Qi° = 62,318 t

* Dimensionado

• Esfuerzos de calculo:

① Nd = 1.60 x 71,503 = 114,405 t
Md = 1.60 x 269,224 = 430,758 txm

② Nd = 1.60 x 81,320 = 130,112 t
Md = 1.60 x 160,039 = 256,062 txm

• Recim:

d' = 6
d = 98,50
bw = 95.40

• Materiales:

Ver pag.- 67.-

• Armadura a flexo-compresión:

(1)

$$\nu = \frac{114.405}{0,785 \times 125^2 \times 106} = 0,08$$

$$\mu = \frac{430,758 \times 10^5}{0,785 \times 125^3 \times 106} = 0,265$$

$\omega = 0,74$

$$\omega = \frac{Atot \times fyd}{0,785 \times 125^2 \times 106} = 0,74 \rightarrow Atotal = 229,- cm^2 \Rightarrow$$

$l = 4,00$

29 ϕ 32

(2)

$$\nu = \frac{130.112}{0,785 \times 125^2 \times 106} = 0,10$$

$$\mu = \frac{256,062 \times 10^5}{0,785 \times 125^3 \times 106} = 0,158$$

$\omega = 0,37$

$$\omega = \frac{Atot \times fyd}{0,785 \times 125^2 \times 106} = 0,37 \rightarrow Atotal = 114\ cm^2 \rightarrow$$

15 ϕ 32

• Cortante: ($Vd = 1,60 \times 62,318 = 99,709 t$)

$Vcu = 50.402$

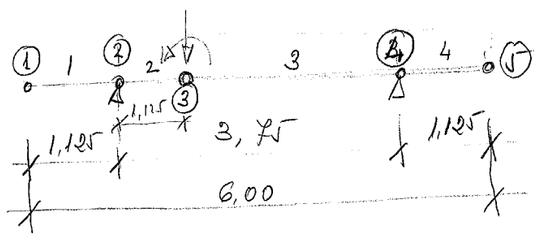
$$Vsu = 99.709 - 50.402 = 0,90 \times fyw.d \times 98,50 \times \frac{n \times \pi \times \phi^2}{4st}$$

$$\frac{n\phi^2}{st} = 0,169 \rightarrow$$

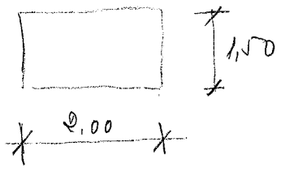
1C. ϕ 12 a 0,175

7.2.3.- Calculo del Encepado.-

* Discretización.-



* Características de las barras.-



$I = 0,5625\ m^4$

$A = 3.000\ m^2$

* Hipótesis de carga.-

- Nudo 3.-

$F_x = 0,-$

$F_y = -2 \times 18,643 = -37,286\ t$

$M = 2 \times [19,740 \times 1,50 + 49,067] = 157,354$

- Barras 3 y 4

Hip = 1

$q = 28,337\ t \times m$

* Calculo de Esfuerzos:

"Ver listado a continuación"

D A T O S D E L A E S T R U C T U R A

D A T O S G E N E R A L E S

NUMERO DE NUDOS ..... = 5
NUMERO DE BARRAS ..... = 4
NUMERO DE NUDOS COACCIONADOS ..... = 2
NUMERO DE SECCIONES POR BARRA ..... = 5
MODULO DE ELASTICIDAD ..... = 2.7000E+06
PESO ESPECIFICO DEL MATERIAL ... = 2.5000E+00
COEFICIENTE DE DILATACION ..... = 1.0000E-05

D A T O S E N L O S N U D O S

NUDO	X	Y	u	v	Θ
1	0.0000E+00	0.0000E+00	-	-	-
2	1.1250E+00	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00	-
3	2.2500E+00	0.0000E+00	-	-	-
4	4.8750E+00	0.0000E+00	-	0.0000E+00	-
5	6.0000E+00	0.0000E+00	-	-	-

D E F I N I C I O N D E L A S B A R R A S

BARRA	NUDO I	NUDO J	INERCIA	AREA
1	1	2	5.62500E-01	3.00000E+00
2	2	3	5.62500E-01	3.00000E+00
3	3	4	5.62500E-01	3.00000E+00
4	4	5	5.62500E-01	3.00000E+00

C A R G A S A C T U A N T E S E N L A H I P O T E S I S N° 1

HIPOTESIS UNICA.-

ACTUA EL PESO PROPIO DE TODAS LAS BARRAS

CARGAS EN LOS NUDOS

NUDO	FX	FY	MZ
3	0.000	-37.286	157.354

CARGAS EN LAS BARRAS

BARRA	TIPO	PAR1	PAR2	PAR3	PAR4	PAR5
3	1	28.337	0.000	0.000	0.000	GRAV.
4	1	28.337	0.000	0.000	0.000	GRAV.

R E S U L T A D O S D E L A H I P O T E S I S N° 1

HIPOTESIS UNICA.-

D E S P L A Z A M I E N T O S

NUDO	u	v	Giro
1	0.00000E+00	1.93204E-05	-1.68807E-05
2	0.00000E+00	0.00000E+00	-1.80525E-05
3	0.00000E+00	-6.46367E-06	2.03335E-05
4	0.00000E+00	0.00000E+00	-7.38055E-06
5	0.00000E+00	-1.30277E-05	-1.29801E-05

R E A C C I O N E S E N A P O Y O S

NUDO	Rx	Ry	Mz
2	0.00000E+00	1.11814E+02	1.90735E-05
4	0.00000E+00	7.67359E+01	5.91278E-05

L E Y E S D E E S F U E R Z O S E N L A S B A R R A S

BARRA N° 1 DE NUDOS N° 1 Y N° 2

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	0.000	0.000	-0.000
0.281	0.000	-2.109	-0.297
0.563	0.000	-4.219	-1.187
0.844	0.000	-6.328	-2.670
1.125	0.000	-8.437	-4.746

BARRA N° 2 DE NUDOS N° 2 Y N° 3

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	0.000	103.377	-4.746
0.281	0.000	101.267	24.032
0.563	0.000	99.158	52.217
0.844	0.000	97.048	79.808
1.125	0.000	94.939	106.806

BARRA N° 3 DE NUDOS N° 3 Y N° 4

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	0.000	57.653	-50.548
0.656	0.000	34.135	-20.430
1.313	0.000	10.617	-5.745
1.969	0.000	-12.901	-6.495
2.625	0.000	-36.419	-22.678

BARRA N° 4 DE NUDOS N° 4 Y N° 5

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	0.000	40.317	-22.678
0.281	0.000	30.238	-12.756
0.563	0.000	20.158	-5.670
0.844	0.000	10.079	-1.417
1.125	0.000	0.000	0.000

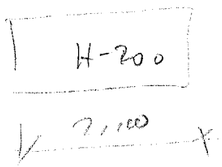
* Dimensionamiento.-

• Esfuerzos de Calculo

$Md = 1.60 \times 106,806 = 170,890$ t×m

$Vd = 1.60 \times ~~103,377~~ \times 57,653 = 92,245$ t

• Pecim:



$d' = 10$ cms
$d = 140$
$Uc = 3.733.333,-$ kg

• Armadura Flexion:

$U_{S1}^{(\pm)} = 104.127,-$ → $As_1 = ~~28,-~~ 33,67$ cm² → ϕ25 a 0,20 arriba y abajo

reparto $As_1 = 30\%$ $As_1 = ~~7,37~~$ cm² →
ϕ16 a 0,20
ϕ16 a 0,20

$\rho = 0,00145$ → $As\,min = 27,75$

* Cortante:

$Vcu = 0,50 \times \sqrt{fcd} \times 200 \times 140 = 161.658,-$ kg

$Vd = 92.245,-$ kg $\leq Vcu = 161,658$ kg vale

7.3.- Calculo de la pecim B.(2).-

7.3.1.- Calculo del muro y Armaduras en la Base del Encepado

* Calculo y Dimensionamiento muro.-

"Ver Calculo a Continuacion"

paginas 96 - 100.-

* Armaduras minimas.-

• horizontal:

$\rho = 0,0016$ → $As\,min = 8,10$ cm²

dispuesto = ϕ10 a 0,20 + ϕ10 a 0,20 = 7,90 cm² vale

• Vertical:

$\rho = 0,0009$ → $As\,min = 4,50$ cm²

* Anclajes y Esperas:

• Anclaje:

$l_b = 19 \times \phi^2 =$ ϕ12 = 30 cm ~~< 36 < 47~~
ϕ10 = ~~30~~ cm ~~< 30 < 38~~

• Esperas:

$l_b = 1,70 \times 15 \times \phi^2 =$ ϕ12 = 50 cms.
ϕ10 = 30 cms

CALCULO MECANIZADO DE MUROS.
==========

1.- Datos de partida

1.1.- Características del terreno:

Densidad del suelo	(t/m3.)	= 1.9
Angulo rozamiento interno suelo	(grados)	= 30
Cohesion del suelo	(t/m2.)	= 0
Angulo rozamiento tierras-muro	(grados)	= 0
Tensión admisible del suelo	(Kg/cm2.)	= 1

1.2.- Caracteristicas geometricas del muro:

Altura del Muro	(mts.)	= 3.883
Espesor del Muro	(mts.)	= .5
Angulo trasdos muro con la horizontal	(grad)	= 90
Taluz del terreno con la horizontal	(grad)	= 10
Altura tierras sobre la puntera,	(mts.)	= .5
Altura de la zapata	(mts.)	= 1.5
Anchura trans. zapata	(mts.)	= 5.25
Talón de la zapata	(mts.)	= 3
Puntera de la zapata	(mts.)	= 1.75

1.3- Características de los materiales y coeficientes:

Hormigón del muro	fck	(Kg/cm2.)	= 200
Hormigón de la zapata	fck	(Kg/cm2.)	= 200
Acero para armar	fyk	(Kg/cm2.)	= 5100

Coef. minoración hormigón	= 1.50
Coef. minoración acero	= 1.15
Coef. mayoración cargas	= 1.6
Coef. seguridad vuelco	= 2.00
Coef. seguridad desliza.	= 1.50

1.4.-Esfuerzos sobre el muro y sc. trasdos (sin mayorar)

N, Xn :	en	(t., mts.) =	0	1
Hl, Yhl:	en	(t., mts.) =	0	1

Sobrecarga en el trasdos Qt (t/m2.) = 0

Tipo de empuje considerado - ACTIVO -
Coeficiente de empuje Landa = .3736792

2.- Esfuerzos o Acciones Glovales Sobre el Muro:

2.1.- Peso propio:

(P1,Xp1)	= 4.85375	2
(P2,Xp2)	= 19.6875	2.625
Ptot	= 24.54125	

2.2.- Empuje de tierras:

(E1,Ye1)	= 10.28658	1.794333
(E2,Ye2)	= 0 2.6915	
Etot	= 10.28658	
Epas. zap.	= 0	

2.3.- Rozamiento tierras-tierras:

(Qv,Xqv)	= 3.959307	5.25

2.4.- Peso de las tierras:

(Wt0,Xwt0)	= 1.507595	4.25
(Wt1,Xwt1)	= 22.1331	3.75
(Wt2,Xwt2)	= 1.6625	.875
(Wq,Xwq)	= 0	3.75
Wttot	= 25.30319	

2.5.- Acciones exteriores sobre el muro:

(N,Xn) = 0 1
(Hl,Yhl) = 0 1

3.-Estabilidad al vuelco:
==========

Mom. Estabil. (txm.) = 173.0346
Mom. Volcad. (txm.) = 18.45756

CV = 9.374729

4.- Estabilidad al deslizamiento.:
==========

Fuerza de desl. (t.) = 10.28658
Fuerza opuesta desl. (t.) = 28.7777

Cd = 2.797595

5.- Tensión Sobre el Terreno de Cimentación:
==========

N en puntera o centro zapata (t.) = 49.84444
M en puntera zapata (txm.) = 133.7907
M en centro zapata (txm.) =-2.949044

Distribución de Tensiones Trapecial.

Tensión en la Punta (Kg/cm2.) = .8852211
Tensión en el talón (Kg/cm2.) = 1.013615
Tension en a/4 de la zapata (kg/cm2.) = .9173195
Tensión de comparación (Tadm.) = 1

6.- Cálculo Resistente del Muro .
==========

6.1.- Desglose de acciones sobre el muro:

(p1,xp1) = 4.85375 0
(e1,ye1) = 5.352507 1.294333
(e2,ye2) = 0 1.9415
(n,xn) = 0 1
(hl,yhl) = 0 -.5

6.2.- Esfuerzos característicos resultantes:

Axil (t.) NK = 4.85375
Cortante (t.) VK = 5.352507
Momento (txm.) MK = 6.927928

6.3.- Cálculo de la armadura del muro:

Axil de cálculo (t.) Nd = 7.766
Cortante de cálculo (t.) Vd = 8.564012
Momento de cálculo (txm.) Md = 11.08469

- Flexión compuesta:

Us1 (Kg.) = 21600
As1 (cm2.) = 4.870588
Arma. repar. de As1 (cm2.) = 1.217647

Us2 (Kg.) = 388.3
As2 (cm2.9 = 9.707501E-02
Arma. repar. de As2 (cm2.) = 2.426875E-02

**** OPCIONES DE ARMADO, (se cogera solo una) ****

Armadura As1 Diametro Redondo (mm.) = 16
Armadura As1 Número de Barras = 3
Armadura As1 Separación Barras (cms.) = 33.33333
Armadura de Reparto diametro Redondo (mm.) = 10
Armadura de Reparto Num. barras/ml. (n/ml.) = 2

Armadura As2 Diametro Redondo (mm.) = 10
Armadura As2 Número de Barras = 1
Armadura As2 Separación barras (cms.) = 100
Armadura de Reparto Diametro Redondo (mm.) = 10
Armadura de Reparto Num. barras/ml. (n/ml.) = 1

Armadura As1 Diametro Redondo (mm.) = 12
Armadura As1 Número de Barras = 5
Armadura As1 Separación Barras (cms.) = 20
Armadura de Reparto diametro Redondo (mm.) = 10
Armadura de Reparto Num. barras/ml. (n/ml.) = 2

Armadura As2 Diametro Redondo (mm.) = 10
Armadura As2 Número de Barras = 1
Armadura As2 Separación barras (cms.) = 100
Armadura de Reparto Diametro Redondo (mm.) = 10
Armadura de Reparto Num. barras/ml. (n/ml.) = 1

- CORTANTE.-

Vd (Kg.) = 8564.012
Vcu (Kg.) = 24647.52
No es necesaria armadura para cortante se pone la mínima

7.3.2.- Calculo de los Pilotes.-

* Acciones en la base del encepado.-

$N = 49,844 \times 2,887 = 143,900\ t$
$M = -2,749 \times 2,887 = -8,514\ t \times m$
$H = 10,287 \times 2,887 = 29,699\ t$

* Acciones sobre los Pilotes.-

$P_1 = \begin{cases} N_1 = 69,112\ t \\ H_1 = 14,850\ t \end{cases}$

$P_2 = \begin{cases} N_2 = 74,788\ t \\ H_2 = 14,850\ t \end{cases}$

* Geotecnia:

Vale aquí todo lo dicho para la Hoja Precim 4.-, pag.- 80.-

$l = 12.50$ mts

* Carga de hundimiento.-

$Q_{adm} = 329,- \ t$

$Pi_{max} = 74,798 + 61,948 = 136,736 \ t$

$Pi_{max} \leq Q_{adm}$ Vale

* Empuje lateral del terreno sobre el pilote.-

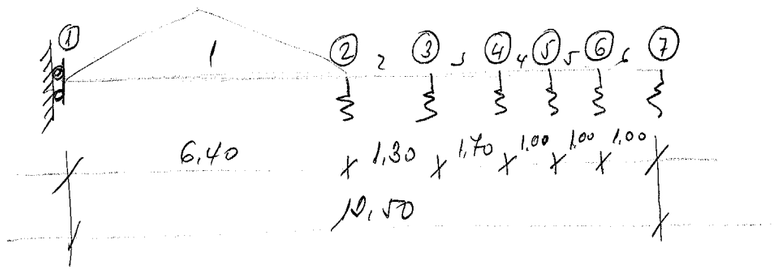
Ver pag.- 59.-

$p_H = 1.00 \times 0,40 \times 6,429 \times 2 \times 1,25 = 6,429 \ t$

en distribución triangular

* Calculo de Esfuerzos en el Pilote.-

• Discretización.-



• Caracteristicas de las barras:



$I = 0,119842 \ m^4$

$A = 1,227185 \ m^2$

• Simulación de los Nudos:

Nudo 2: $k_v = 0,65 \times 1.25 \times 270 = 219 \ t/m$

Nudo 3: $k_v = 3.993,- \ t/m$

Nudo 4: $k_v = 12.204,- \ t/m$

Nudo 5,6: $k_v = 16.960,- \ t/m$

Nudo 7: $k_v = 7.430,- \ t/m$

• Hipotesis de Carga:

- Nudo 1: $Fx = 0$, $Fy = -14,850$, $M = 0$

- Barra 1: $tipo = 5$, $q = 6,429 \ t/m \ l$, $a/l = 0$, $b/l = 0,50$

- Barra 2: $tipo = 6$, $q = 6,429$, $a/l = 0,50$, $b/l = 0$

• Calculo: Ser listado a continuación.

D A T O S D E L A E S T R U C T U R A

D A T O S G E N E R A L E S

NUMERO DE NUDOS ..... = 7
NUMERO DE BARRAS ..... = 6
NUMERO DE NUDOS COACCIONADOS ..... = 7
NUMERO DE SECCIONES POR BARRA ..... = 5
MODULO DE ELASTICIDAD ..... = 2.7000E+06
PESO ESPECIFICO DEL MATERIAL ... = 2.5000E+00
COEFICIENTE DE DILATACION ..... = 1.0000E-05

D A T O S E N L O S N U D O S

NUDO	X	Y	u	v	θ
1	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00	-	0.0000E+00
2	6.4000E+00	0.0000E+00	-	k=0.2190E+03	-
3	7.7000E+00	0.0000E+00	-	k=0.3993E+04	-
4	9.4000E+00	0.0000E+00	-	k=0.1220E+05	-
5	1.0400E+01	0.0000E+00	-	k=0.1686E+05	-
6	1.1400E+01	0.0000E+00	-	k=0.1686E+05	-
7	1.2400E+01	0.0000E+00	-	k=0.8430E+04	-

D E F I N I C I O N D E L A S B A R R A S

BARRA	NUDO I	NUDO J	INERCIA	AREA
1	1	2	1.19842E-01	1.22719E+00
2	2	3	1.19842E-01	1.22719E+00
3	3	4	1.19842E-01	1.22719E+00
4	4	5	1.19842E-01	1.22719E+00
5	5	6	1.19842E-01	1.22719E+00
6	6	7	1.19842E-01	1.22719E+00

C A R G A S A C T U A N T E S E N L A H I P O T E S I S N° 1

HIPOTESIS UNICA.-

CARGAS EN LOS NUDOS

NUDO	FX	FY	MZ
1	0.000	-14.850	0.000

CARGAS EN LAS BARRAS

BARRA	TIPO	PAR1	PAR2	PAR3	PAR4	PAR5
1	5	0.000	6.428	0.000	0.500	GRAV.
1	6	6.428	0.000	0.500	0.000	GRAV.

R E S U L T A D O S D E L A H I P O T E S I S N° 1

HIPOTESIS UNICA.-

D E S P L A Z A M I E N T O S

NUDO	u	v	Giro
1	0.00000E+00	-1.57723E-02	0.00000E+00
2	0.00000E+00	-7.81353E-03	1.95683E-03
3	0.00000E+00	-5.29528E-03	1.88806E-03
4	0.00000E+00	-2.29166E-03	1.62690E-03
5	0.00000E+00	-7.50145E-04	1.46407E-03
6	0.00000E+00	6.58855E-04	1.36838E-03
7	0.00000E+00	2.00978E-03	1.34220E-03

R E A C C I O N E S E N A P O Y O S

NUDO	Rx	Ry	Mz
1	0.00000E+00	-1.48501E+01	-1.65653E+02
2	0.00000E+00	1.71116E+00	-2.81000E-03
3	0.00000E+00	2.11440E+01	1.47629E-03
4	0.00000E+00	2.79675E+01	-6.21796E-04
5	0.00000E+00	1.26474E+01	2.41089E-03
6	0.00000E+00	-1.11083E+01	7.15256E-04
7	0.00000E+00	-1.69425E+01	-6.78040E-04

L E Y E S D E E S F U E R Z O S E N L A S B A R R A S

BARRA N° 1 DE NUDOS N° 1 Y N° 2

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	0.000	-14.850	165.653
1.600	0.000	-17.421	140.521
3.200	0.000	-25.135	107.162
4.800	0.000	-32.848	60.090
6.400	0.000	-35.420	4.790

BARRA N° 2 DE NUDOS N° 2 Y N° 3

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	0.000	-33.708	4.792
0.325	0.000	-33.708	-6.163
0.650	0.000	-33.708	-17.118
0.975	0.000	-33.708	-28.073
1.300	0.000	-33.708	-39.028

BARRA N° 3 DE NUDOS N° 3 Y N° 4

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	0.000	-12.564	-39.029
0.425	0.000	-12.564	-44.369
0.850	0.000	-12.564	-49.709
1.275	0.000	-12.564	-55.048
1.700	0.000	-12.564	-60.388

BARRA N° 4 DE NUDOS N° 4 Y N° 5

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	0.000	15.401	-60.388
0.250	0.000	15.401	-56.537
0.500	0.000	15.401	-52.687
0.750	0.000	15.401	-48.837
1.000	0.000	15.401	-44.987

BARRA N° 5 DE NUDOS N° 5 Y N° 6

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	0.000	28.050	-44.989
0.250	0.000	28.050	-37.977
0.500	0.000	28.050	-30.964
0.750	0.000	28.050	-23.952
1.000	0.000	28.050	-16.939

BARRA N° 6 DE NUDOS N° 6 Y N° 7

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	0.000	16.939	-16.940
0.250	0.000	16.939	-12.705
0.500	0.000	16.939	-8.470
0.750	0.000	16.939	-4.235
1.000	0.000	16.939	-0.001

• Esfuerzos: (Pesimos)

$N_i^o = 69,112$ t
$M_i^o = 165,653$ txm
$Q_i^o = 35,420$ t

* Dimensionado

• Esfuerzos de Calculo:

$Nd = 1.60 \times 69,112 = 110,579$ t
$Md = 1.60 \times 165,653 = 265,045$ txm
$Vd = 1.60 \times 35,420 = 56,672$ t

• Recubrimiento:



$d' = 5$
$d = 98,50$ cms
$bw = 99,40$ cms

• Materiales:

Ver pag.- 67

• Armadura a flexo-compresion:

$$\nu = \frac{110.579}{0,785 \times 125^2 \times 106} = 0,085$$

$$\mu = \frac{265,045 \times 10^5}{0,785 \times 125^3 \times 106} = 0,163$$

$\omega = 0,395$

$$\omega = \frac{A_{tot} \times f_{yd}}{0,785 \times 125^2 \times 106} = 0,395 \rightarrow A_{tot} = 122\ cm^2 \rightarrow$$ **5 Ø 32**

• Cortante:

$V_{cu} = 50.402$ kg

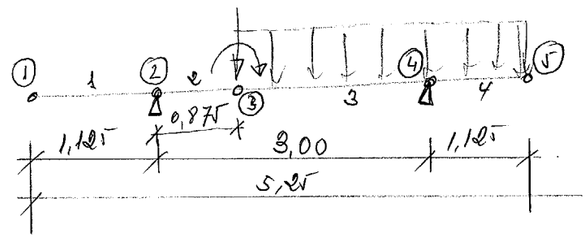
$V_{su} = 56.672 - 50.402$ → Armadura minima

$$\frac{n \times \phi^2 \times \pi}{4St} \times f_{yd} \geq 0,02 \times f_{cd} \times 99,40$$

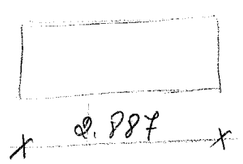
$$\frac{n\phi^2}{St} = 0,065 \rightarrow$$ **Est. Ø 12 a 0,25**

7.3.3.- Calculo del Encepado.-

* Discretizacion



* Caracteristicas de las barras.-



$I = 0,81197$ m^4
$A = 4,330$ m^2

* Hipótesis de Carga:

- Nudo 3:

$F_x = 0$

$F_y = -2,887 \times 4,854 = -14,013$

$M = +2,887 \times (5,353 \times 1,150 + 6,928) = 43,182$

- Barras 3 y 4.-

tipo 1

$q = 21,899$ t/ml

* Calculo de Esfuerzos.-

"Ver listado a continuación."

D A T O S D E L A E S T R U C T U R A

D A T O S G E N E R A L E S

NUMERO DE NUDOS ..... =	5
NUMERO DE BARRAS ..... =	4
NUMERO DE NUDOS COACCIONADOS ..... =	2
NUMERO DE SECCIONES POR BARRA ..... =	5
MODULO DE ELASTICIDAD ..... =	2.7000E+06
PESO ESPECIFICO DEL MATERIAL ... =	2.5000E+00
COEFICIENTE DE DILATACION ..... =	1.0000E-05

D A T O S E N L O S N U D O S

NUDO	X	Y	u	v	Θ
1	0.0000E+00	0.0000E+00	-	-	-
2	1.1250E+00	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00	-
3	2.0000E+00	0.0000E+00	-	-	-
4	4.1250E+00	0.0000E+00	-	0.0000E+00	-
5	5.2500E+00	0.0000E+00	-	-	-

D E F I N I C I O N D E L A S B A R R A S

BARRA	NUDO I	NUDO J	INERCIA	AREA
1	1	2	8.11970E-01	4.33050E+00
2	2	3	8.11970E-01	4.33050E+00
3	3	4	8.11970E-01	4.33050E+00
4	4	5	8.11970E-01	4.33050E+00

C A R G A S A C T U A N T E S E N L A H I P O T E S I S N° 1

HIPOTESIS UNICA.-

ACTUA EL PESO PROPIO DE TODAS LAS BARRAS

CARGAS EN LOS NUDOS

NUDO	FX	FY	MZ
3	0.000	-14.013	43.182

CARGAS EN LAS BARRAS

BARRA	TIPO	PAR1	PAR2	PAR3	PAR4	PAR5
3	1	21.299	0.000	0.000	0.000	GRAV.
4	1	21.299	0.000	0.000	0.000	GRAV.

R E S U L T A D O S D E L A H I P O T E S I S N° 1

HIPOTESIS UNICA.-

D E S P L A Z A M I E N T O S

NUDO	u	v	Giro
1	0.00000E+00	3.98223E-06	-3.24680E-06
2	0.00000E+00	0.00000E+00	-4.41866E-06
3	0.00000E+00	-2.52999E-06	1.39241E-06
4	0.00000E+00	0.00000E+00	-9.07198E-07
5	0.00000E+00	-3.95462E-06	-4.38456E-06

R E A C C I O N E S E N A P O Y O S

NUDO	Rx	Ry	Mz
2	0.00000E+00	6.42757E+01	-3.33786E-06
4	0.00000E+00	7.57969E+01	-1.52588E-05

L E Y E S D E E S F U E R Z O S E N L A S B A R R A S

BARRA N° 1 DE NUDOS N° 1 Y N° 2

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	0.000	0.000	0.000
0.281	0.000	-3.045	-0.428
0.563	0.000	-6.090	-1.713
0.844	0.000	-9.135	-3.854
1.125	0.000	-12.180	-6.851

BARRA N° 2 DE NUDOS N° 2 Y N° 3

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	0.000	52.096	-6.851
0.219	0.000	49.728	4.286
0.438	0.000	47.360	14.905
0.656	0.000	44.991	25.006
0.875	0.000	42.623	34.589

BARRA N° 3 DE NUDOS N° 3 Y N° 4

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	0.000	28.610	-8.593
0.531	0.000	11.544	2.073
1.063	0.000	-5.523	3.672
1.594	0.000	-22.589	-3.795
2.125	0.000	-39.656	-20.329

BARRA N° 4 DE NUDOS N° 4 Y N° 5

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	0.000	36.141	-20.329
0.281	0.000	27.106	-11.435
0.563	0.000	18.070	-5.082
0.844	0.000	9.035	-1.271
1.125	0.000	-0.000	-0.000

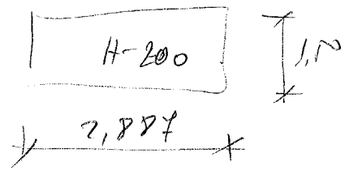
* Dimensionamiento :-

- Esfuerzos de Calculo :

$M_d = 1.60 \times 34,589 = 55,342$ t x m

$Q_d = 1.60 \times 39,616 = 63,450$ t

* Decision :



$d' = 10$

$d = 140$

$U_l = 5.389.067$.-

- Armadura Flexion :

$U_{s1}^{(\pm)} = 39.676$.- kg → $A_{s1} = 8,85$ cm² → 13,70 → φ16 a 0,20 en bandas en los Pilotes

Asreparto = 30% As1 = 4,10 cm²

Asmin = 0,0014 x 100 x 140 = 21,70 → 10,85 → φ16 a 0,20 ; 10,85 → φ16 a 0,20

Dup. e inf.-

- Cortante :

$V_{cu} = 0,50 \times \sqrt{f_{cd}} \times 222,70 \times 1,50 = 250.000$.- kg

$V_d << V_{cu}$ vale

PASO SOBRE LA ACEQUIA TERCERA

C A L C U L O S

CALCULOS RESISTENTES.

1.- OBJETO:

El objeto del presente estudio es el cálculo de diversos elementos prefabricados de hormigón armado que van a instalarse en la obra objeto del Proyecto de la Línea de Alta Velocidad Madrid-Barcelona-Frontera Francesa, tramo Zaragoza-Lleida, Subtramo VII, de acuerdo al proyecto del Ministerio de Obras Públicas, Transportes y Medio Ambiente, con fecha Abril de 1.995

Para calcular la armadura que deben llevar los marcos y los tubos descritos en dicho proyecto, se han seguido las siguientes Normas:

- Instrucción relativa a las acciones a considerar en el Proyecto de Puentes de Ferrocarril (I.P.F. 75).
- Recomendaciones de la Unión International de Chemins de fer (U.I.C.), en cuanto se refiere a las sobrecargas móviles de uso para los ferrocarriles de vía de ancho internacional.
- Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón en masa ó armado (EH-91)
- Norma Básica de la Edificación, Acciones en la Edificación (NBE-AE-88)

y de acuerdo a ellas se han tenido en cuenta las siguientes acciones gravitatorias:

- Peso propio de las tierras ..... 1.800 kg/m^3
- Peso propio del hormigón en masa ..... 2.400 kg/m^3
- Peso propio del acero corrugado ..... 7.850 kg/m^3
- Peso propio del agua ..... 1.000 kg/m^3
- Sobrecarga de tráfico:

El tren de cargas considerado es el del tren tipo A de RENFE, con tres ejes de 30 T. cada uno, con una carga por rueda de 15 T. La separación entre ejes será de 1,50 m., y entre ruedas del mismo eje 1,668 m., es decir, el ancho de vía. Igualmente se ha tenido en cuenta una separación entre varias vías de 3,066 m.

Esta separación es la correspondiente al ancho de vía internacional (1,435 m.), que es la que se va a realizar, ya que, aunque puedan circular por estas vías trenes tipo A de RENFE, (en caso de ejecutarse las vías de 1,668 m. para que puedan circular los trenes convencionales) la separación de las mismas está prevista para la posterior circulación del tren de alta velocidad.

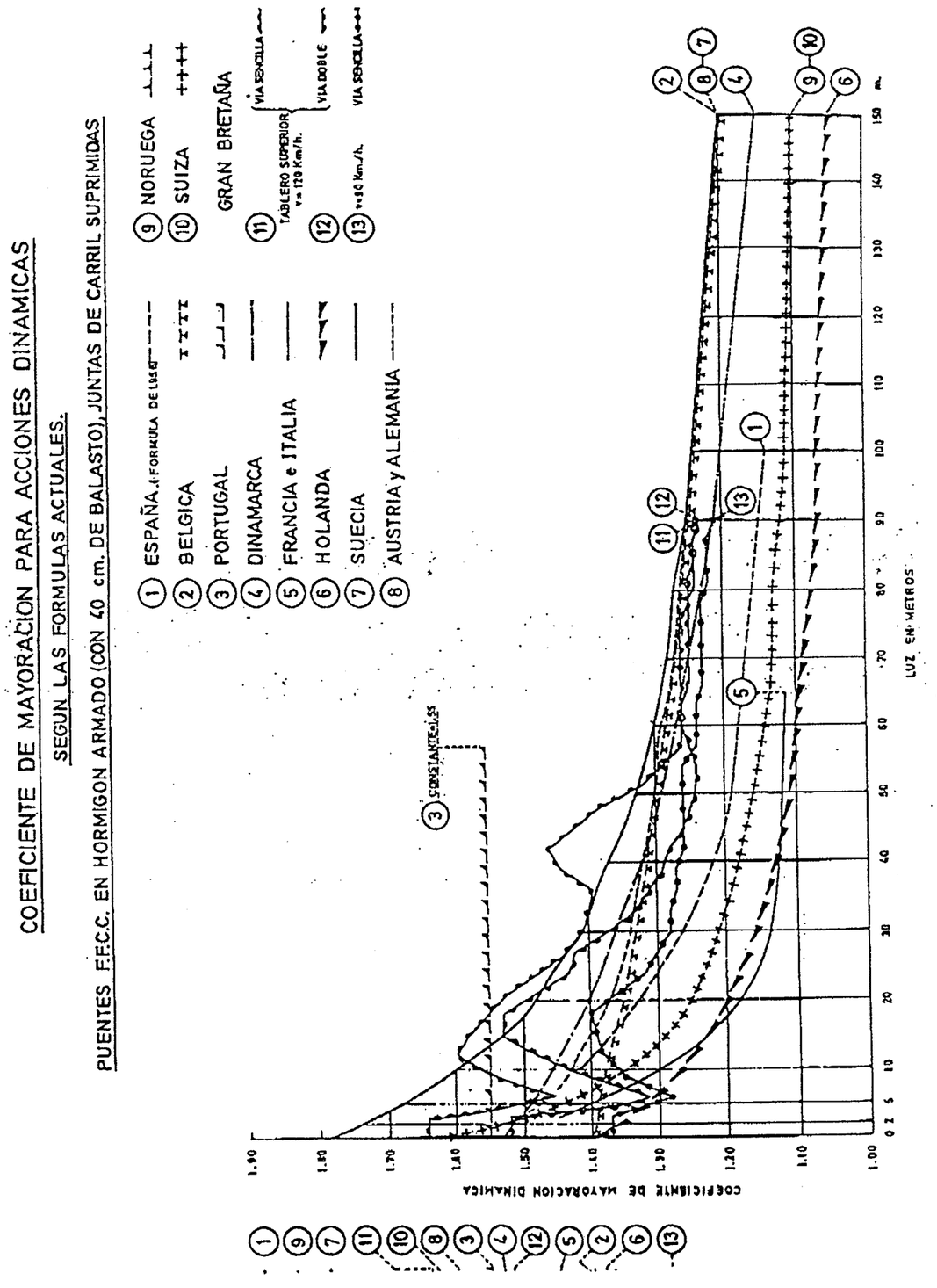
Para tener en cuenta este nuevo tipo de tren, la Instrucción relativa a las acciones a considerar en el Proyecto de Puentes de Ferrocarril (I.P.F. 75) nos indica que pueden emplearse las Recomendaciones de la Unión International de Chemins de fer (U.I.C.), en cuanto se refiere a las sobrecargas móviles de uso para los ferrocarriles de vía de ancho internacional.

Por ello, se ha comprobado también cada uno de los elementos prefabricados con el tren de cargas correspondiente a este nuevo tipo de tren, es decir, cuatro ejes de 25 T. cada uno, con una carga por rueda de 12,5 T. La separación entre ejes será de 1,60 m., y entre ruedas del mismo eje 1,435 m., es decir, el ancho de vía. Igualmente se ha tenido en cuenta una separación de vías de 3,066 m.

El coeficiente de impacto para este último caso no está especificado en la I.P.F. 75, ya que, para elementos de luces menores de 6,00 m. (como es el caso de todos los elementos en estudio) éste viene dado por la expresión $I = 33 \bullet 10^{-2} \bullet v$ siendo v la velocidad de paso del tren expresada en km/h, válida únicamente para los casos en que ésta sea menor de 200 km/h.

Para el tren de cargas correspondiente a L.A.V. con una velocidad de 350 km/h., se ha mantenido el máximo correspondiente a la expresión anterior, es decir, 1,66 ya que es un valor superior a la mayoría de los empleados en los distintos paises donde existe este ancho de vía, en cada uno de los cuales se calcula con una expresión diferente, como son: la recomendada por la propio U.I.C., la empleada por la SNCB, la de la JNR, SBB, etc., así como las fórmulas de STOKES (recomendada para puentes cortos), BLEICH, BRESSE-RENAUDOT (para cargas repartidas), e incluso la de WINAND, tenida en cuenta ya por RENFE para el anteproyecto de su línea de Alta Velocidad Madrid - Barcelona - Port Bou, en la que el cálculo de los coeficientes dinámicos se ha realizado considerando tramos continuos cargados con fuerzas de intensidad constante y con cargas oscilantes de la forma $P = P_0(1+\theta \cos \Omega t)$ con velocidad constante. En este caso, el coeficiente de impacto máximo es de 1,346. Por ello, reemos que este coeficiente de 1,66 cubre una gran mayoría de las diferentes teorías expuestas, con gran disparidad entre algunas de ellas, fundamentalmente debida a que algunas lo hacen variar únicamente con una variable (por ejemplo la velocidad) y otras tienen en cuenta muchas más (la velocidad, la longitud del elemento, la frecuencia propia de oscilación del tablero, la conservación de la vía, la altura de relleno, si existe ó no balasto, la rigidez del tablero, etc.). No obstante, este valor suele variar entre 1,20 (para los casos más favorables) y 1,80 (para los más críticos), según se puede observar en el gráfico de la página siguiente.

Para la transmisión de la carga del tren al elemento prefabricado, igualmente existen muchas teorías, siendo especialmente importante la de BOUSSINESQ, a partir de la cual han ido sucediéndose otras muchas. La I.P.F. 75 nos indica una distribución desde la cara inferior de la traviesa hasta la cara superior de la losa con un ángulo de 75 °. No obstante, debido a que sobre el elemento prefabricado va a existir un relleno perfectamente compactado, se cree más ajustado a la realidad realizar esta transmisión según un ángulo de 45°. Cabe citar a este respecto la teoría de Protodyakonov, según la cual para una altura de tierras aproximadamente superior a 4,50 m. (para el caso que nos ocupa) ya no estarían afectados por la sobrecarga del ferrocarril, ó si acaso, de una forma mínima.



En todos los casos se ha tenido en cuenta una carga mínima correspondiente a una altura de tierras de 0,52 m., que es el relleno mínimo de balasto, ya la ejecución de la vía es a base de 17,2 cm. de altura de raíl, 22 cm. de canto de traviesa y 30 cm. por debajo de ésta de balasto.

Como no se dispone de estudio geotécnico del terreno actuante, se ha considerado como genérico un coeficiente de empuje activo horizontal del terreno de 0,33 (utilizado normalmente en estos casos), correspondiente a un ángulo de rozamiento interno del terreno (φ) = 30° y a un ángulo de rozamiento entre terreno y muro (δ) de 0°, tomando el caso más desfavorable según el artículo 9.2 (Rozamiento entre terreno y muro) de la Norma NBE AE-88, así como un coeficiente de empuje estático de 1,5 veces el activo, es decir, con una valor de 0,50, aunque si según un estudio geotécnico, un laboratorio oficial diese valores que repercutiesen desfavorablemente en cualquier apartado del cálculo de los elementos resistentes, se volverían a calcular éstos con los nuevos valores aconsejados por la Dirección Técnica de la obra.

En cualquier caso, este coeficiente de empuje estático no es desfavorable, ya que en la mayoría de los marcos, aún teniéndolo en cuenta, el momento positivo de los elementos verticales es muy pequeño, y sin embargo favorece a los elementos horizontales, ya que aumenta en ellos la compresión y por lo tanto disminuye la capacidad debida a flexión compuesta.

Teniendo en cuenta todo lo expuesto anteriormente, se llega a una distribución de cargas sobre el marco, que desglosamos a continuación:

- q_{pp} = peso propio del elemento en estudio, de acuerdo a los pesos específicos anteriores
- $q_{1\,pp}$ = carga vertical que soporta el marco debida al peso de las tierras.
- $q_{1\,sc}$ = carga vertical que soporta el marco debida a la sobrecarga, en la que se distinguen dos valores, según la incidencia de varias ruedas sobre él.
- $q_{3\,pp}$ = carga horizontal que soporta el marco en su cota superior debida al peso de las tierras.
- $q_{3\,sc}$ = carga horizontal que soporta el marco debida en su cota superior debida a la sobrecarga.
- $q_{4\,pp}$ = carga horizontal que soporta el marco en su cota inferior debida al peso de las tierras.
- $q_{4\,sc}$ = carga horizontal que soporta el marco debida en su cota inferior debida a la sobrecarga.

Con cada una de las acciones anteriores, cuyo valor estará en función de la cota a la que se encuentre con respecto a la cota de rodadura (dato dado en el proyecto citado), se han calculado los esfuerzo normal, cortante y flector en cada sección del marco, con los cuales, mediante los métodos indicados por la Norma EH-91, se han dimensionado las armaduras correspondientes, teniendo en cuenta los coeficientes de mayoración de acciones y de minoración de resistencias del hormigón y del acero corrugado de acuerdo al nivel de control exigido para este proyecto.

Las resistencias del hormigón, acero, coeficientes y recubrimientos se ha redactado en el apartado 2 de este estudio.

Todo este estudio podemos dividirlo, en principio, en dos bloques:

a) Cálculo de marcos.

b) Cálculo de tubos.

Tanto en el cálculo de unos como de los otros se ha seguido como criterio base el partir de la capacidad hidráulica necesaria y representada por la sección hueca eficaz en cada una de las obras de drenaje transversal y representada en los planos del proyecto. En las partidas en las cuales con un elemento prefabricado no es suficiente para lograrlo, se parte de la base de poner dos.

L.A.V. MADRID-BARCELONA- FRONTERA FRANCESA
TRAMO ZARAGOZA - LLEIDA. SUBTRAMO VII.

2.- MATERIALES Y EJECUCIÓN:

Los materiales que se han tenido en cuenta, de acuerdo al citado proyecto han sido:

- Hormigón..... H- 350 ..... para los tubos y marcos.
- Acero corrugado ..... AEH-500 S ... para los tubos y marcos.

cuyas resistencia característica y límite elástico son 350 kg/cm^2, y 5.100 kg/cm^2 respectivamente. Los coeficientes de minoración de estos materiales serán:

- Hormigón..... 1,40
- Acero corrugado 1,15

El nivel de control del citado proyecto está previsto que sea NORMAL, con lo que, según el artº 31.1 de la Norma EH-91, el coeficiente de seguridad aplicado es 1,60. El recubrimiento exigido para las armaduras es 3 cm..

Al ser elementos prefabricados, la consistencia del hormigón es seca, y la dosificación del mismo es la adecuada para que, según certificaciones de laboratorios homologados su resistencia sea mayor que la exigida en este proyecto.

3.- OTRAS CONSIDERACIONES:

Los pesos específicos de los materiales relacionados en apartados anteriores han sido:

- Hormigón en masa ..... 2.400 kg/m^3
  (valor contrastado con la densidad del mismo según ensayo de laboratorio homologado.)

- Acero corrugado ..... 7.850 kg/m^3

Todos los redondos colocados en la parte exterior de los marcos (cara pegada a las tierras ó a solera) se prolongarán con un ángulo de 90º una longitud correspondiente al solape de cada uno de los redondos de acuerdo con el artº 41 de la Norma EH-91. Los colocados en la parte interior podrán terminarse sin prolongación en ángulo.

Los redondos radiales en los tubos se solaparán una longitud de anclaje, como mínimo, igual a la exigida en la Norma EH-91, de acuerdo a la resistencia característica del hormigón, al límite elástico del acero y al diámetro de los redondos, tanto los colocados en la parte exterior del tubo como los de la parte interior.

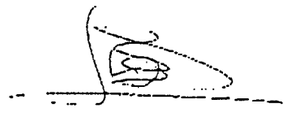
Para el cálculo de los tubos de hormigón armado, se ha seguido el método de cálculo que está de acuerdo con las últimas investigaciones y experiencias en obras, y recomendado por las diferentes Normas de la Comunidad Europea (ISO, DIN, UNE, NF, ATV, etc.), comparando las tensiones teóricas por la acción de tierras y vehículos, en virtud de las hipótesis de reparto de las acciones y reacciones en la tubería según el tipo de apoyo, con las tensiones producidas en el ensayo de tres aristas. Partiendo de las cargas en función de la altura a la que se encuentren de la cota de rodadura, tomando los pesos específicos de materiales y sobrecargas ya descritos en apartados anteriores, espesores del tubo, módulos de elasticidad, tipo de apoyo de la tubería (cama y relleno de la zanja), etc., se llega a una tabla de datos de entrada, para cada uno de los tubos en estudio.

Todos estos datos se encuentran para cada tubo en particular en la hoja "Datos de entrada". En la siguiente denominada "Esfuerzos", se encuentran la compresión y momento máximos actuantes en cada una de las secciones críticas del tubo: en la clave, en los riñones y en la base, así como la forma de arriñonado de los tubos, que se efectuará a 120 °. Con los valores de éstas se ha armado cada uno de los tubos según el esquema representado en la página correspondiente, todo ello con acero AEH-500 S y hormigón H-350.

Para el cálculo de marcos, se ha partido de las cargas actuantes en cada una en barras (verticales y horizontales), distribuyendo estas acciones a lo largo de las mismas según lo anteriormente explicado, y con ellas se obtienen los esfuerzos en cada una de sus secciones transversales, tanto horizontales como verticales, es decir, la compresión, el esfuerzo cortante y el momento flector, obteniendo posteriormente la capacidad mecánica necesaria siguiendo los métodos de la Norma EH-91.

Por último queremos hacer constar que el criterio de cálculo tenido en cuenta, tanto de los tubos como de los marcos, tanto en los métodos utilizados para la obtención de cargas como para, a partir de éstas, los de las obtención de las armaduras, son los mismos que los que se siguieron en su día para la redacción de los estudios (similares al presente) de los distintos subtramos del tramo Zaragoza - Lleida del Proyecto de Línea de Alta Velocidad Madrid - Barcelona - Frontera Francesa, Tramo Zaragoza - Lleida, Subtramo I,

Fdo.: Fco. Luis Forcano



Departamento Técnico de FOPRAR S L.

ACEQUIA TERCERA PK 707+115

CO 250 x 250 x 30 x 25 ALTURA DE TIERRAS 2.451 m.+ BALASTO

MIGON H - 350 ACERO AEH-500 S
F MAY CARGAS 1.6 RECUBRIMIENTO 3 cm.

NGITUD HORIZONTAL HUECO .	250 cm.	ESPESOR	30 cm.
NGITUD VERTICAL HUECO ...	250 cm.	ESPESOR	25 cm.
NGITUD CARTELA	70 cm.	CANTO CARTELA	20 cm.
SO PROPIO TIERRAS	1800 kg/m3	VELOCIDAD MAXIMA	350 km/h
RGA MAXIMA POR EJE	30000 kg.	ANCHURA ENTRE VIAS.....	3.066 m.
PARACION RUEDAS TRANS....	1.668 m.	COEF EMPUJE ACTIVO	.33
PARACION RUEDAS LONG.....	1.5 m.	COEF EMPUJE ESTATICO ..	.5
		COEFICIENTE DE IMPACTO	1.66

RGAS MAYORADAS (kg/m)

CARGA VERTICAL SOBRE EL MARCO

CARGA MAXIMA ..... Q1C = 17557
CARGA MINIMA ..... Q1E = 14586

CARGA HORIZONTAL SOBRE EL MARCO

EMPUJE EN COTA SUPERIOR Q3 = 5556
EMPUJE EN COTA INFERIOR Q4 = 6381

OMENTOS MAYORADOS EN LOS NUDOS (mkg/m)

MOMENTOS VANO HORIZ. M IZQ = -5229 M DCH = -5229
MOMENTOS VANO VERTI. M ARR = -5229 M ABA = -5256

ACEQUIA TERCERA PK 707+115

CO 250 x 250 x 30 x 25 ALTURA DE TIERRAS 2.451 m.+ BALASTO

ULTADOS VANO HORIZONTAL
CORTANTE QUE ABSORBE EL MARCO SIN CARTELA (kg) 20871
CORTANTE QUE ABSORBE EL MARCO CON CARTELA (kg) 36682
CORTANTE MAX EXISTENTE EN ZONA SIN CARTELA (kg) 6606
NO HACEN FALTA ESTRIBOS EN VANO
CORTANTE MAX EXISTENTE EN ZONA CON CARTELA (kg) 14450
NO HACEN FALTA ESTRIBOS EN CARTELA

0	M=-5229	N= 7278	US1 = 26400	US2 = 9978
.1	M=-3235	N= 7278	US1 = 26400	US2 = 9978
.2	M=-1387	N= 7278	US1 = 26400	US2 = 9978
.3	M= 315	N= 7278	US1 = 26400	US2 = 9978
.4	M= 1872	N= 7278	US1 = 26399	US2 = 9978
.5	M= 3280	N= 7278	US1 = 26400	US2 = 9978
.6	M= 4519	N= 7278	US1 = 26399	US2 = 9978
.7	M= 5580	N= 7278	US1 = 26400	US2 = 9978
.8	M= 6465	N= 7278	US1 = 26400	US2 = 9978
.9	M= 7172	N= 7278	US1 = 26400	US2 = 9978
1	M= 7703	N= 7278	US1 = 26400	US2 = 9978
1.1	M= 8057	N= 7278	US1 = 26400	US2 = 9978
1.2	M= 8234	N= 7278	US1 = 26400	US2 = 9978
1.25	M= 8256	N= 7278	US1 = 26400	US2 = 9978

RMADURA TRANSVERSAL US = 9978 kgs. EN CADA CARA

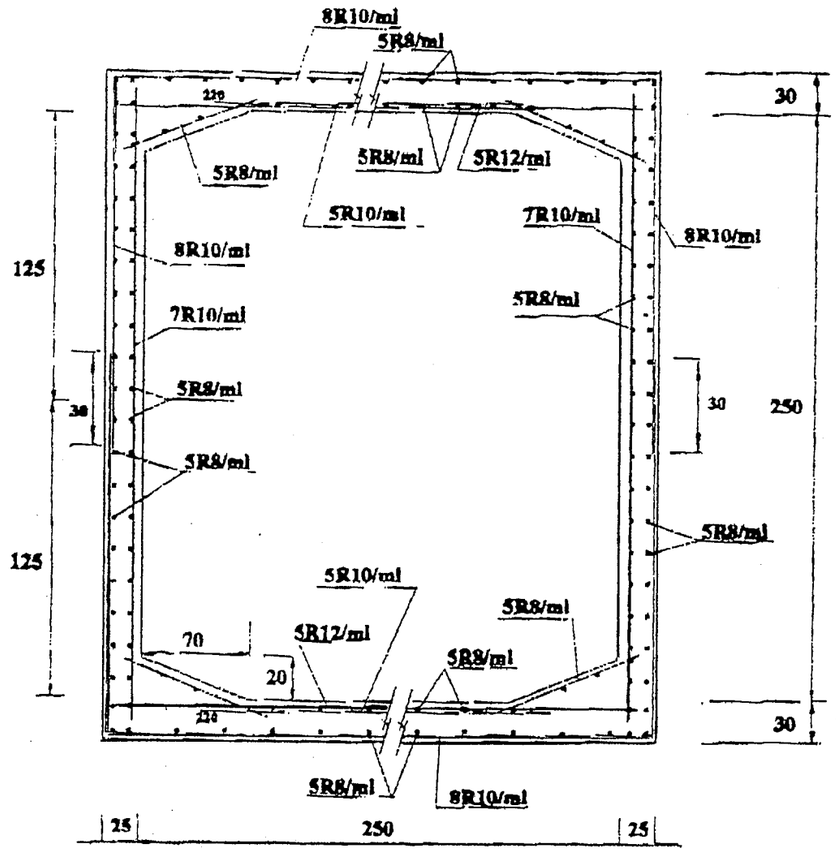
ESULTADOS VANO VERTICAL

SF CORTANTE QUE ABSORBE EL MARCO SIN CARTELA (kg) 16918
SF CORTANTE QUE ABSORBE EL MARCO CON CARTELA (kg) 72258
SF CORTANTE MAX EXISTENTE EN ZONA SIN CARTELA (kg) 4978
NO HACEN FALTA ESTRIBOS EN VANO
SF CORTANTE MAX EXISTENTE EN ZONA CON CARTELA (kg) 6055
NO HACEN FALTA ESTRIBOS EN CARTELA

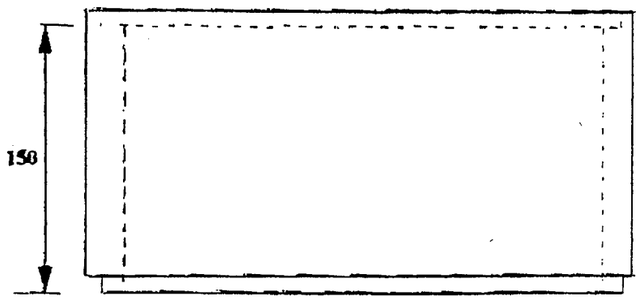
= 0	M=-5229	N= 20667	US1 = 21400	US2 = 8315
= .1	M=-4529	N= 20667	US1 = 21400	US2 = 8315
= .2	M=-3885	N= 20667	US1 = 21400	US2 = 8315
= .3	M=-3297	N= 20667	US1 = 21400	US2 = 8315
= .4	M=-2765	N= 20667	US1 = 21400	US2 = 8315
= .5	M=-2291	N= 20667	US1 = 21400	US2 = 8315
= .6	M=-1874	N= 20667	US1 = 21400	US2 = 8315
= .7	M=-1514	N= 20667	US1 = 21400	US2 = 8315
= .8	M=-1212	N= 20667	US1 = 21400	US2 = 8315
= .9	M=-969	N= 20667	US1 = 21400	US2 = 8315
= 1	M=-784	N= 20667	US1 = 21400	US2 = 8315
= 1.1	M=-657	N= 20667	US1 = 21400	US2 = 8315
= 1.2	M=-590	N= 20667	US1 = 21400	US2 = 8315
= 1.25	M=-579	N= 20667	US1 = 21400	US2 = 8315

ARMADURA TRANSVERSAL US = 8315 kgs. EN CADA CARA

ACEQUIA TERCERA **Ht = 2,451 m + BALASTO** **S.C. = 90 T.**
P.K. 707 + 115



ALZADO



PLANTA

ALETAS.

Tienen altura variable de: 0,25 + 2,50 + 0,30 + 0,40 = 3,45 m. a: 0,25 + 1,00 = 1,25 m. de modo que la altura de cálculo será: $\left[(3,45-0,25)-(1,25-0,25)\right]\frac{2}{3}+1,00+0,25 = 2,47+0,25 = 2,72$ m.

El puntal de la zapata es variable de: 0,25+0,25+1,50 = 2,00 m. a: 0,25 + 0,25+0,25=0,75 m. de modo que el ancho de cálculo será: $\left[(2,00-0,25-0,25)-(0,75-0,25-0,25)\right]\frac{2}{3}+0,25+0,25+0,25 = 1,08+0,25+0,25 = 1,58$ m.

El ángulo del talud de las tierras es de 0° y el rozamiento supletorio será, de modo que: 90 cm.

En estas condiciones y para un Á. de R.T. de $\varphi = 30°$, el coeficiente de empuje activo horizontal será de 0,33.

Consideramos la aleta así definida.

Empuje. $\frac{1}{2}\times 1,9\times(2,72-0,20)^2\times 0,33 = 1,99$ t/m

Mto. de vuelco. $1,99\times\frac{2,72-0,20}{3} = 1,67$ mt/m.

$2,47\times0,25\times2,5$	= 1,5438	× 0,3750	= 0,5789
$0,25\times1,58\times2,5$	= 0,9875	× 0,7900	= 0,7801
$2,47\times1,08\times1,9$	= 5,0684	× 1,0400	= 5,2711

Peso = 7,60 t/m

Mto. estabilizador = 6,63 mt/m

Coeficiente de estabilidad al vuelco. $C_V = 6,63/1,67 = 3,97 > 1,8$

Coeficiente estabilidad deslizamiento. $C_D = 7,60\times0,50/1,99 = 1,91 > 1,5$

Tensiones. $e_x = 0,653$ m. $> 1,58/3 = 0,527$ m. $e_0 = 0,137$ m.

$$\sigma = \frac{7,60}{1,58}\left(1+\frac{6\times0,137}{1,58}\right) = \begin{cases} 7,31 \text{ t/m}^2 = 0,7 \text{ kg/cm}^2 \\ 2,31 \text{ t/m}^2 \end{cases}$$

Adoptando un hormigón H-200, un acero AEH-500 y un recubrimiento de 4 cm, las armaduras serán:

A - HASTIAL.

$M = \frac{1}{2}\times1,9\times(2,47-0,20)^2\times0,33\times\frac{2,47-0,20}{3} = 1,22$ mt/m

$M_d = 1,22\times1,6 = 1,95$ mt/m

$V_c = 1,00\times0,21\times0,9\times\frac{2000}{1,5} = 252$ t/m

$V_d = 0,97\times\frac{1,95}{0,21}\left(1+\frac{1,95}{0,21\times252}\right) = 9,34$ t/m

Armadura vertical mínima. $0,9\times100\times25\times5,1/1,15\times1000 = 10$ t/m

Armadura longitudinal mínima. $1,6\times100\times25\times5,1/1,15\times1000 = 18$ t/m

Dispondremos en la cara de las tierras.

Vertical	5 ϕ 10 mm	(13,42 t/m)
Horizontal	ϕ 10 a 25 cm	(13,93 t/m)

Dispondremos en la cara exterior.

Vertical	5 ϕ 10 mm	(17,42 t/m)
Horizontal	ϕ 10 a 25 cm	(13,93 t/m)

De modo que se cumple:

A. vertical. 17,42 t/m $> \frac{10}{3}$ t/m y $(17,42+17,42)$ t/m > 10 t/m

A. horizontal 13,93 t/m $> \frac{18}{3}$ t/m y $(13,93+13,93)$ t/m > 18 t/m

B - ZAPATA. Puntera

Dispondremos la misma armadura mínima.

Armadura inferior principal	5 ϕ 10 mm	(17,42 t/m)
Armadura inferior de reparto	ϕ 10 a 25 cm	(13,93 t/m)

C - ZAPATA. Talón.

Dispondremos la misma armadura mínima.

Armadura superior principal	5 ϕ 10 mm	(17,42 t/m)
Armadura superior de reparto	ϕ 10 a 25 cm	(13,93 t/m)

PASO SOBRE LA ACEQUIA TERCERA DEL CAMINO Nº 5

C A L C U L O S

CALCULOS RESISTENTES.

1.- OBJETO:

El objeto del presente estudio es el cálculo de diversos elementos prefabricados de hormigón armado que van a instalarse en la obra objeto del Proyecto de la Línea de Alta Velocidad Madrid-Barcelona-Frontera Francesa, tramo Zaragoza-Lleida, Subtramo VII, de acuerdo al proyecto del Ministerio de Obras Públicas, Transportes y Medio Ambiente, con fecha Abril de 1.995

Para calcular la armadura que deben llevar los marcos y los tubos descritos en dicho proyecto, se han seguido las siguientes Normas:

- Instrucción relativa a las acciones a considerar en el Proyecto de Puentes de Ferrocarril (I.P.F. 75).
- Recomendaciones de la Unión International de Chemins de fer (U.I.C.), en cuanto se refiere a las sobrecargas móviles de uso para los ferrocarriles de vía de ancho internacional.
- Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón en masa ó armado (EH-91)
- Norma Básica de la Edificación, Acciones en la Edificación (NBE-AE-88)

y de acuerdo a ellas se han tenido en cuenta las siguientes acciones gravitatorias:

- Peso propio de las tierras ..... 1.800 kg/m^3
- Peso propio del hormigón en masa ..... 2.400 kg/m^3
- Peso propio del acero corrugado ..... 7.850 kg/m^3
- Peso propio del agua ..... 1.000 kg/m^3
- Sobrecarga de tráfico:

El tren de cargas considerado es el del tren tipo A de RENFE, con tres ejes de 30 T. cada uno, con una carga por rueda de 15 T. La separación entre ejes será de 1,50 m., y entre ruedas del mismo eje 1,668 m., es decir, el ancho de vía. Igualmente se ha tenido en cuenta una separación entre varias vías de 3,066 m.

Esta separación es la correspondiente al ancho de vía internacional (1,435 m.), que es la que se va a realizar, ya que, aunque puedan circular por estas vías trenes tipo A de RENFE, (en caso de ejecutarse las vías de 1,668 m. para que puedan circular los trenes convencionales) la separación de las mismas está prevista para la posterior circulación del tren de alta velocidad.

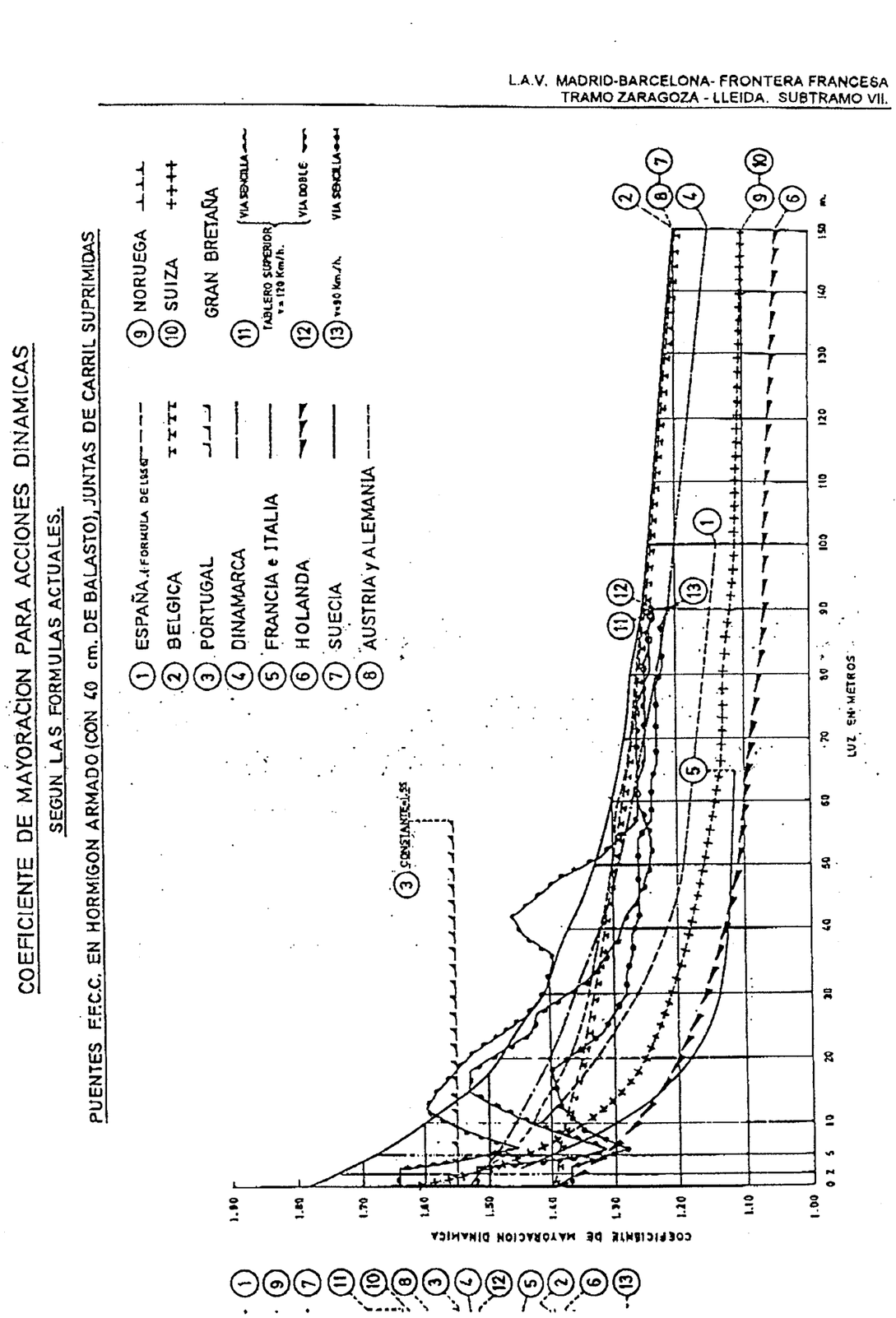
Para tener en cuenta este nuevo tipo de tren, la Instrucción relativa a las acciones a considerar en el Proyecto de Puentes de Ferrocarril (I.P.F. 75) nos indica que pueden emplearse las Recomendaciones de la Unión International de Chemins de fer (U.I.C.), en cuanto se refiere a las sobrecargas móviles de uso para los ferrocarriles de vía de ancho internacional.

Por ello, se ha comprobado también cada uno de los elementos prefabricados con el tren de cargas correspondiente a este nuevo tipo de tren, es decir, cuatro ejes de 25 T. cada uno, con una carga por rueda de 12,5 T. La separación entre ejes será de 1,60 m., y entre ruedas del mismo eje 1,435 m., es decir, el ancho de vía. Igualmente se ha tenido en cuenta una separación de vias de 3,066 m.

El coeficiente de impacto para este último caso no está especificado en la I.P.F. 75, ya que, para elementos de luces menores de 6,00 m. (como es el caso de todos los elementos en estudio) éste viene dado por la expresión $I = 33 \bullet 10^{-2} \bullet v$ siendo v la velocidad de paso del tren expresada en km/h, válida únicamente para los casos en que ésta sea menor de 200 km/h.

Para el tren de cargas correspondiente a L.A.V. con una velocidad de 350 km/h., se ha mantenido el máximo correspondiente a la expresión anterior, es decir, 1,66 ya que es un valor superior a la mayoría de los empleados en los distintos paises donde existe este ancho de vía, en cada uno de los cuales se calcula con una expresión diferente, como son: la recomendada por la propio U.I.C., la empleada por la SNCB, la de la JNR, SBB, etc., así como las fórmulas de STOKES (recomendada para puentes cortos), BLEICH, BRESSE-RENAUDOT (para cargas repartidas), e incluso la de WINAND, tenida en cuenta ya por RENFE para el anteproyecto de su línea de Alta Velocidad Madrid - Barcelona - Port Bou, en la que el cálculo de los coeficientes dinámicos se ha realizado considerando tramos continuos cargados con fuerzas de intensidad constante y con cargas oscilantes de la forma $P = P_0(1+\theta \cos \Omega t)$ con velocidad constante. En este caso, el coeficiente de impacto máximo es de 1,346. Por ello, reemos que este coeficiente de 1,66 cubre una gran mayoria de las diferentes teorías expuestas, con gran disparidad entre algunas de ellas, fundamentalmente debida a que algunas lo hacen variar únicamente con una variable (por ejemplo la velocidad) y otras tienen en cuenta muchas más (la velocidad, la longitud del elemento, la frecuencia propia de oscilación del tablero, la conservación de la vía, la altura de relleno, si existe ó no balasto, la rigidez del tablero, etc.). No obstante, este valor suele variar entre 1,20 (para los casos más favorables) y 1,80 (para los más críticos), según se puede observar en el gráfico de la página siguiente.

Para la transmisión de la carga del tren al elemento prefabricado, igualmente existen muchas teorías, siendo especialmente importante la de BOUSSINESQ, a partir de la cual han ido sucediéndose otras muchas. La I.P.F. 75 nos indica una distribución desde la cara inferior de la traviesa hasta la cara superior de la losa con un ángulo de 75 °. No obstante, debido a que sobre el elemento prefabricado va a existir un relleno perfectamente compactado, se cree más ajustado a la realidad realizar esta transmisión según un ángulo de 45°. Cabe citar a este respecto la teoría de Protodyakonov, según la cual para una altura de tierras aproximadamente superior a 4,50 m. (para el caso que nos ocupa) ya no estarían afectados por la sobrecarga del ferrocarril, ó si acaso, de una forma mínima.



En todos los casos se ha tenido en cuenta una carga mínima correspondiente a una altura de tierras de 0,52 m., que es el relleno mínimo de balasto, ya la ejecución de la vía es a base de 17,2 cm. de altura de raíl, 22 cm. de canto de traviesa y 30 cm. por debajo de ésta de balasto.

Como no se dispone de estudio geotécnico del terreno actuante, se ha considerado como genérico un coeficiente de empuje activo horizontal del terreno de 0,33 (utilizado normalmente en estos casos), correspondiente a un ángulo de rozamiento interno del terreno (φ) = 30° y a un ángulo de rozamiento entre terreno y muro (δ) de 0°, tomando el caso más desfavorable según el artículo 9.2 (Rozamiento entre terreno y muro) de la Norma NBE AE-88, así como un coeficiente de empuje estático de 1,5 veces el activo, es decir, con una valor de 0,50, aunque si según un estudio geotécnico, un laboratorio oficial diese valores que repercutiesen desfavorablemente en cualquier apartado del cálculo de los elementos resistentes, se volverían a calcular éstos con los nuevos valores aconsejados por la Dirección Técnica de la obra.

En cualquier caso, este coeficiente de empuje estático no es desfavorable, ya que en la mayoría de los marcos, aún teniéndolo en cuenta, el momento positivo de los elementos verticales es muy pequeño, y sin embargo favorece a los elementos horizontales, ya que aumenta en ellos la compresión y por lo tanto disminuye la capacidad debida a flexión compuesta.

Teniendo en cuenta todo lo expuesto anteriormente, se llega a una distribución de cargas sobre el marco, que desglosamos a continuación:

- q_{pp} = peso propio del elemento en estudio, de acuerdo a los pesos específicos anteriores
- $q_{1\ pp}$ = carga vertical que soporta el marco debida al peso de las tierras.
- $q_{1\ sc}$ = carga vertical que soporta el marco debida a la sobrecarga, en la que se distinguen dos valores, según la incidencia de varias ruedas sobre él.
- $q_{3\ pp}$ = carga horizontal que soporta el marco en su cota superior debida al peso de las tierras.
- $q_{3\ sc}$ = carga horizontal que soporta el marco debida en su cota superior debida a la sobrecarga.
- $q_{4\ pp}$ = carga horizontal que soporta el marco en su cota inferior debida al peso de las tierras.
- $q_{4\ sc}$ = carga horizontal que soporta el marco debida en su cota inferior debida a la sobrecarga.

Con cada una de las acciones anteriores, cuyo valor estará en función de la cota a la que se encuentre con respecto a la cota de rodadura (dato dado en el proyecto citado), se han calculado los esfuerzo normal, cortante y flector en cada sección del marco, con los cuales, mediante los métodos indicados por la Norma EH-91, se han dimensionado las armaduras correspondientes, teniendo en cuenta los coeficientes de mayoración de acciones y de minoración de resistencias del hormigón y del acero corrugado de acuerdo al nivel de control exigido para este proyecto.

Las resistencias del hormigón, acero, coeficientes y recubrimientos se ha redactado en el apartado 2 de este estudio.

Todo este estudio podemos dividirlo, en principio, en dos bloques:

a) Cálculo de marcos.

b) Cálculo de tubos.

Tanto en el cálculo de unos como de los otros se ha seguido como criterio base el partir de la capacidad hidráulica necesaria y representada por la sección hueca eficaz en cada una de las obras de drenaje transversal y representada en los planos del proyecto. En las partidas en las cuales con un elemento prefabricado no es suficiente para lograrlo, se parte de la base de poner dos.

L.A.V. MADRID-BARCELONA- FRONTERA FRANCESA
TRAMO ZARAGOZA - LLEIDA. SUBTRAMO VII.

2.- MATERIALES Y EJECUCIÓN:

Los materiales que se han tenido en cuenta, de acuerdo al citado proyecto han sido:

- Hormigón..... H- 350 ..... para los tubos y marcos.
- Acero corrugado ..... AEH-500 S ... para los tubos y marcos.

cuyas resistencia característica y límite elástico son 350 kg/cm^2, y 5.100 kg/cm^2 respectivamente. Los coeficientes de minoración de estos materiales serán:

- Hormigón..... 1,40
- Acero corrugado 1,15

El nivel de control del citado proyecto está previsto que sea NORMAL, con lo que, según el artº 31.1 de la Norma EH-91, el coeficiente de seguridad aplicado es 1,60. El recubrimiento exigido para las armaduras es 3 cm..

Al ser elementos prefabricados, la consistencia del hormigón es seca, y la dosificación del mismo es la adecuada para que, según certificaciones de laboratorios homologados su resistencia sea mayor que la exigida en este proyecto.

3.- OTRAS CONSIDERACIONES:

Los pesos específicos de los materiales relacionados en apartados anteriores han sido:

- Hormigón en masa ..... 2.400 kg/m^3
  (valor contrastado con la densidad del mismo según ensayo de laboratorio homologado.)

- Acero corrugado ..... 7.850 kg/m^3

Todos los redondos colocados en la parte exterior de los marcos (cara pegada a las tierras ó a solera) se prolongarán con un ángulo de 90º una longitud correspondiente al solape de cada uno de los redondos de acuerdo con el artº 41 de la Norma EH-91. Los colocados en la parte interior podrán terminarse sin prolongación en ángulo.

Los redondos radiales en los tubos se solaparán una longitud de anclaje, como mínimo, igual a la exigida en la Norma EH-91, de acuerdo a la resistencia característica del hormigón, al límite elástico del acero y al diámetro de los redondos, tanto los colocados en la parte exterior del tubo como los de la parte interior.

Para el cálculo de los tubos de hormigón armado, se ha seguido el método de cálculo que está de acuerdo con las últimas investigaciones y experiencias en obras, y recomendado por las diferentes Normas de la Comunidad Europea (ISO, DIN, UNE, NF, ATV, etc.), comparando las tensiones teóricas por la acción de tierras y vehículos, en virtud de las hipótesis de reparto de las acciones y reacciones en la tubería según el tipo de apoyo, con las tensiones producidas en el ensayo de tres aristas. Partiendo de las cargas en función de la altura a la que se encuentren de la cota de rodadura, tomando los pesos específicos de materiales y sobrecargas ya descritos en apartados anteriores, espesores del tubo, módulos de elasticidad, tipo de apoyo de la tubería (cama y relleno de la zanja), etc., se llega a una tabla de datos de entrada, para cada uno de los tubos en estudio.

Todos estos datos se encuentran para cada tubo en particular en la hoja "Datos de entrada". En la siguiente denominada "Esfuerzos", se encuentran la compresión y momento máximos actuantes en cada una de las secciones críticas del tubo: en la clave, en los riñones y en la base, así como la forma de arriñonado de los tubos, que se efectuará a 120 °. Con los valores de éstas se ha armado cada uno de los tubos según el esquema representado en la página correspondiente, todo ello con acero AEH-500 S y hormigón H-350.

Para el cálculo de marcos, se ha partido de las cargas actuantes en cada una en barras (verticales y horizontales), distribuyendo estas acciones a lo largo de las mismas según lo anteriormente explicado, y con ellas se obtienen los esfuerzos en cada una de sus secciones transversales, tanto horizontales como verticales, es decir, la compresión, el esfuerzo cortante y el momento flector, obteniendo posteriormente la capacidad mecánica necesaria siguiendo los métodos de la Norma EH-91.

Por último queremos hacer constar que el criterio de cálculo tenido en cuenta, tanto de los tubos como de los marcos, tanto en los métodos utilizados para la obtención de cargas como para, a partir de éstas, los de las obtención de las armaduras, son los mismos que los que se siguieron en su día para la redacción de los estudios (similares al presente) de los distintos subtramos del tramo Zaragoza - Lleida del Proyecto de Línea de Alta Velocidad Madrid - Barcelona - Frontera Francesa, Tramo Zaragoza - Lleida, Subtramo I,

Fdo.: Fco. Luis Forcano



Departamento Técnico de FOPRAR S.L.

MARCO 250 x 250 x 30 x 25 ALTURA DE TIERRAS .6 m.

HORMIGON H - 350 ACERO AEH-500 S
COEF MAY CARGAS 1.6 RECUBRIMIENTO 3 cm.

LONGITUD HORIZONTAL HUECO	250 cm.	ESPESOR	30 cm.
LONGITUD VERTICAL HUECO	250 cm.	ESPESOR	25 cm.
LONGITUD CARTELA	70 cm.	CANTO CARTELA	20 cm.
PESO PROPIO TIERRAS	1800 kg/m3	VELOCIDAD MAXIMA	120 km/h
CARGA MAXIMA POR RUEDA	10000 kg.	ANCHURA CARRILES	2.5 m.
SEPARACION RUEDAS TRANS	2 m.	COEF EMPUJE ACTIVO	.33
SEPARACION RUEDAS LONG	1.5 m.	COEF EMPUJE ESTATICO	.5
SOBRECARGA MINIMA	2500 kg/m2		

CARGAS MAYORADAS (kg/m)

CARGA VERTICAL SOBRE EL MARCO

CARGA MAXIMA ..... Q1C = 11336
CARGA MINIMA ..... Q1E = 4948

CARGA HORIZONTAL SOBRE EL MARCO

EMPUJE EN COTA SUPERIOR Q3 = 3503
EMPUJE EN COTA INFERIOR Q4 = 5149

MOMENTOS MAYORADOS EN LOS NUDOS (mkg/m)

MOMENTOS VANO HORIZ. M IZQ = -3434 M DCH = -3434
MOMENTOS VANO VERTI. M ARR = -3434 M ABA = -3494

ACEQUIA TERCERA

MARCO 250 x 250 x 30 x 25 ALTURA DE TIERRAS .6 m.

RESULTADOS VANO HORIZONTAL
ESF CORTANTE QUE ABSORBE EL MARCO SIN CARTELA (kg) 20871
ESF CORTANTE QUE ABSORBE EL MARCO CON CARTELA (kg) 36682
ESF CORTANTE MAX EXISTENTE EN ZONA SIN CARTELA (kg) 7165
NO HACEN FALTA ESTRIBOS EN VANO
ESF CORTANTE MAX EXISTENTE EN ZONA CON CARTELA (kg) 5019
NO HACEN FALTA ESTRIBOS EN CARTELA

X= 0	M=-3434	N= 5041	US1 = 26400	US2 = 9978
X= .1	M=-2265	N= 5041	US1 = 26400	US2 = 9978
X= .2	M=-1146	N= 5041	US1 = 26400	US2 = 9978
X= .3	M=-76	N= 5041	US1 = 26400	US2 = 9978
X= .4	M= 936	N= 5041	US1 = 26399	US2 = 9978
X= .5	M= 1843	N= 5041	US1 = 26400	US2 = 9978
X= .6	M= 2637	N= 5041	US1 = 26399	US2 = 9978
X= .7	M= 3317	N= 5041	US1 = 26400	US2 = 9978
X= .8	M= 3884	N= 5041	US1 = 26400	US2 = 9978
X= .9	M= 4337	N= 5041	US1 = 26400	US2 = 9978
X= 1	M= 4678	N= 5041	US1 = 26400	US2 = 9978
X= 1.1	M= 4904	N= 5041	US1 = 26400	US2 = 9978
X= 1.2	M= 5018	N= 5041	US1 = 26400	US2 = 9978
X= 1.25	M= 5032	N= 5041	US1 = 26400	US2 = 9978

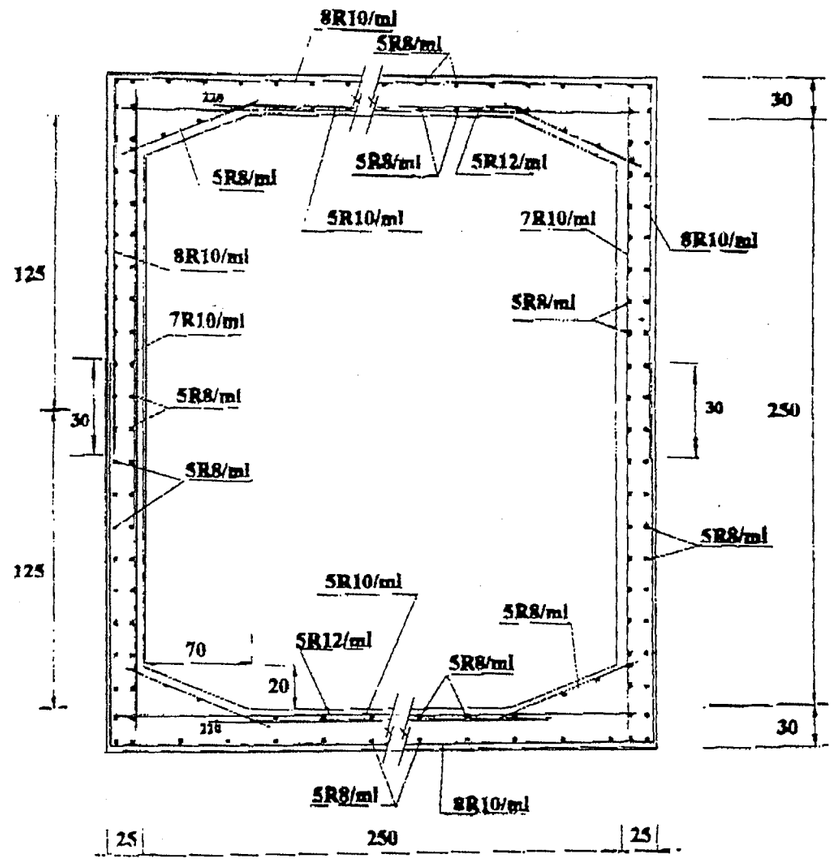
ARMADURA TRANSVERSAL US = 9978 kgs. EN CADA CARA

RESULTADOS VANO VERTICAL
ESF CORTANTE QUE ABSORBE EL MARCO SIN CARTELA (kg) 16918
ESF CORTANTE QUE ABSORBE EL MARCO CON CARTELA (kg) 72258
ESF CORTANTE MAX EXISTENTE EN ZONA SIN CARTELA (kg) 3590
NO HACEN FALTA ESTRIBOS EN VANO
ESF CORTANTE MAX EXISTENTE EN ZONA CON CARTELA (kg) 4270
NO HACEN FALTA ESTRIBOS EN CARTELA

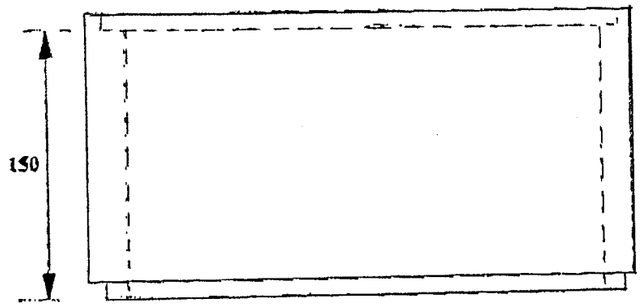
X= 0	M=-3434	N= 11934	US1 = 21400	US2 = 8315
X= .1	M=-2947	N= 11934	US1 = 21400	US2 = 8315
X= .2	M=-2497	N= 11934	US1 = 21400	US2 = 8315
X= .3	M=-2082	N= 11934	US1 = 21400	US2 = 8315
X= .4	M=-1705	N= 11934	US1 = 21400	US2 = 8315
X= .5	M=-1365	N= 11934	US1 = 21400	US2 = 8315
X= .6	M=-1064	N= 11934	US1 = 21400	US2 = 8315
X= .7	M=-801	N= 11934	US1 = 21400	US2 = 8315
X= .8	M=-578	N= 11934	US1 = 21400	US2 = 8315
X= .9	M=-396	N= 11934	US1 = 21400	US2 = 8315
X= 1	M=-254	N= 11934	US1 = 21400	US2 = 8315
X= 1.1	M=-154	N= 11934	US1 = 21400	US2 = 8315
X= 1.2	M=-97	N= 11934	US1 = 21400	US2 = 8315
X= 1.25	M=-84	N= 11934	US1 = 21400	US2 = 8315

ARMADURA TRANSVERSAL US = 8315 kgs. EN CADA CARA

PASO SOBRE ACEQUIA TERCERA DEL CAMINO



ALZADO



PLANTA

ALETAS.

Tienen altura variable de: 0,25 + 2,50 + 0,30 + 0,40 = 3,45 m. a: 0,25 + +2,25 = 2,50 m. de modo que la altura de cálculo será: $\left[(3,45-0,25)-(2,50-0,25)\right]\frac{2}{3}+2,25+0,25 = 2,88+0,25 = 3,13$ m.

El ancho de la zapata es variable de: 0,25 + 0,25 + 1,50 = 2,00 m. a: 0,25 + +0,25 + 0,50 = 1,00 m. de modo que el ancho de cálculo será: $\left[(2,00-0,25-0,25)-(1,00-0,25-0,25)\right]\frac{2}{3}+0,50+0,25+0,25 = 1,17+0,25+0,25 = 1,67$ m

El ángulo del talud de las tierras es de 0° y el recomendado superior será, al menos de 20 cm.

En estas condiciones y para un δ del R.2. de φ = 30°, el coeficiente de empuje activo horizontal será de 0,33.

Consideramos la aleta así definida:

Empuje. $\frac{1}{2}\times 1,9\times(3,13-0,20)^2\times 0,33 = 2,69$ mt.

Mto. de vuelco. $2,69\times\frac{3,13-0,20}{3} = 2,63$ mt/m

	2,88 x 0,25 x 2,5 =	1,8000 x 0,3750	= 0,6750
	0,25 x 1,67 x 2,5 =	1,0438 x 0,8350	= 0,8716
	2,68 x 1,17 x 1,9 =	5,9576 x 1,0850	= 6,4640
Peso.	= 8,80 t/m		

Mto. estabilizador. = 8,01 mt/m

Coeficiente de estabilidad al vuelco $c_v = 8,01/2,63 = > 1.8$

Coeficiente estabilidad deslizamiento. $c_d = 8,80\times 0,5/2,69 = 1,64 > 1,5$

Tensiones. $e_b = 0,611$ m $> 1.67/3 = 0,557$ m. $e_0 = 0,224$ m

$$q = \frac{8,80}{1,67}\left(1\pm\frac{6\times 0,224}{1,67}\right) = \begin{cases} 9,51\ t/m^2 = 1,0\ kg/cm^2 \\ 1,03\ t/m^2 \end{cases}$$

Adoptando un hormigón H-200, un acero AEH-500 y un recubrimiento de 40 mm, las armaduras serán:

A - MASTIALES.

$M = \frac{1}{2}\times 1,9\times(2,88-0,20)^2\times 0,33\times\frac{2,88-0,20}{3} = 2,01$ mt/m

$Md = 2,01\times 1,6 = 3,22$ mt/m

$Vc = 1,10\times 0,21\times 0,9\times\frac{2.000}{1,5} = 252$ t/m

$Up = 0,9\times\frac{3,22}{0,21}\left(1+\frac{3,22}{0,21\times 252}\right) = 15,78$ t/m

Armadura vertical mínima $0,9\times 100\times 25\times 5,1/1,15\times 1000 = 10$ t/m

Armadura horizontal mínima $1,6\times 100\times 25\times 5,1/1,15\times 1000 = 18$ t/m

Disponemos en la cara de las tierras.

Vertical — 5 ϕ 10 mm (17,42 t/m) > 15,78 t/m

Horizontal — ϕ 10 a 25 cm (13,93 t/m)

Disponemos en la cara exterior

Vertical — 5 ϕ 10 mm (17,42 t/m)

Horizontal — ϕ 10 a 25 cm (13,93 t/m)

De modo que se cumple además:

A. vertical. $17,42$ t/m $> \frac{10}{3}$ t/m y $(17,42+17,42)$ t/m > 10 t/m

A horizontal $13,93$ t/m $> \frac{18}{3}$ t/m y $(13,93+13,93)$ t/m > 18 t/m

B - ZAPATA. Puntera

Disponemos la misma armadura mínima.

Armadura inferior principal — 5 ϕ 10 mm (17,42 t/m)

Armadura inferior de reparto — ϕ 10 a 25 cm (13,93 t/m)

C - ZAPATA. Talón

Disponemos la misma armadura mínima

Armadura superior principal — 5 ϕ 10 mm (17,42 t/m)

Armadura superior de reparto — ϕ 10 a 25 cm (13,93 t/m)

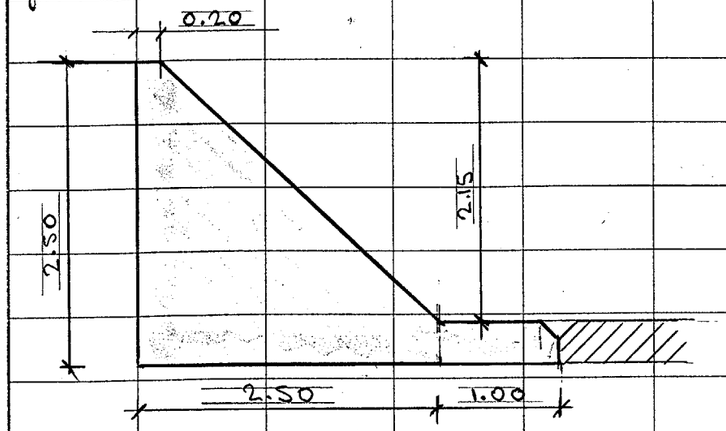
RESTANTES ESTRUCTURAS

CALCULOS

ASUNTO | FECHA | REF. | HOJA

MURO 0.

Se trata de un muro de contención en masa H-150 con la siguiente geometría:



a - CANAL VACIO. $\varphi = 26°$, $\delta = 0$, $b/h = 0$

$E = \frac{1}{2} \times 1.9 \times 2,50^2 \times 0,49 = 2,91$ t/m

$E_{sc} = 1,00 \times 2,50 \times 0,49 = 1,23$ t/m

$M_V = 2,91 \times 2,50/3 + 1,23 \times 2,50/2 = 3,96$ mt/m

$H_1 = 0,20 \times 2,50 \times 2,3 = 1,150 \times 2,40 = 2,76$

$H_2 = \frac{1}{2} \times 2,30 \times 2,50 \times 2,3 = 6,613 \times 1,533 = 10,14$

$H_V = 7,76$ t/m $\quad M_H = 12,90$ mt/m

$e_b = (12,90 - 3,96) / 7,76 = 1,152$ m.

$2,50/3 = 0,833$ m $< 1,152 < 2 \times 2,50/3 = 1,667$ m. O.K.

ASUNTO | FECHA | REF. | HOJA

b - CANAL LLENO DE AGUA SIN TIERRAS.

$E = \frac{1}{2} \times 1,00 \times 2,15^2 \times 1,00 = 2,31$ t/m

$M_V = 2,31 \times 2,15/3 = 1,66$ mt/m

$H_1 = 1,150 \times 0,10 = 0,12$

$H_2 = 6,613 \times 0,967 = 6,41$

$E_V = 5,11 \times 1,633 = 8,35$

$H_V = 12,87$ t/m $\quad M_H = 14,88$ mt/m

$e_b = (14,88 - 1,66) / 12,87 = 1,027$ m

$2,50/3 = 0,833$ m $< 1,027 < 2 \times 2,50/3 = 1,667$ O.K.

MURO 1
MURO 2
MURO 3
MURO 4

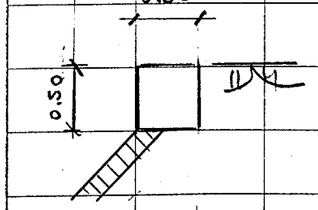
} Todos estos Muros están contemplados en el Proyecto Original de 1995 y con ésta nueva denominación, de modo que damos por justificados los cálculos de los mismos mencionados en cada caso al inicio correspondiente.

El Ingeniero de Caminos C. y P.

Fdo. Ricardo J. Martínez Callejo

MURO 5-

Se trata de un muro de hormigón en masa H-150 con dos secciones una en el arranque de la transición de 0,50 m de altura y 0,50 m. de ancho y otra de altura constante con sección trapezoidal a - Transición de 20 m. de longitud. Sección menor.



coef. empuje activo horizontal 0,33

$E_T = \frac{1}{2} \times 1,9 \times 0,50^2 \times 0,33 = 0,078$ t/m

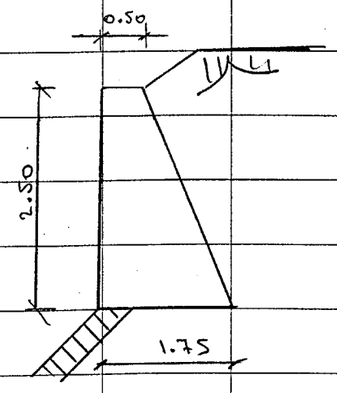
$E_{se} = 1,00 \times 0,50 \times 0,33 = 0,165$ t/m

$M_V = 0,078 \times 0,50/3 + 0,165 \times 0,50/2 = 0,054$ mt/m

$H_1 = 0,50 \times 0,50 \times 2,3 = 0,575 \times 0,25 = 0,144$ mt/m

$e_H = (0,144 - 0,054)/0,575 = 0,157$ m

b - Sección mayor de la transición y sección de altura constante de 22,50 m. de longitud.



$\varphi = 30°$, $\beta = 30°$, $b:h = 0,5$, $\delta = 20°$

coef. empuje activo horizontal 1,25

coef. empuje activo vertical 1,35

$E_{HT} = \frac{1}{2} \times 1,9 \times 2,50^2 \times 1,25 = 7,42$ t/m

$E_{se} = 1,00 \times 2,50 \times 1,25 = 3,13$ t/m

$M_V = 7,42 \times 2,50/3 + 3,13 \times 2,50/2 = 10,10$ mt/m

$H_1 = 2,50 \times 0,50 \times 2,3 = 2,875 \times 0,25 = 0,72$

$H_2 = \frac{1}{2} \times 2,50 \times 1,25 \times 2,3 = 3,594 \times 0,917 = 3,30$

$E_{VT} = \frac{1}{2} \times 1,9 \times 2,50^2 \times 1,35 = 8,016 \times 1,333 = 10,69$

$E_{se} = 1,00 \times 2,50 \times 1,35 = 3,375 \times 1,125 = 3,80$

$T = \frac{1}{2} \times 2,50 \times 1,25 \times 1,9 = 2,969 \times 1,333 = 3,96$

$F_V = 20,83$ t/m

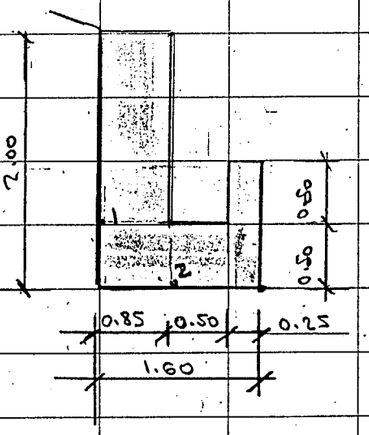
$M_e = 22,47$ mt/m

$e_e = (22,47 - 10,10)/20,83 = 0,594$ m

$1,75/3 = 0,583$ m $< 0,594 < 2 \times 1,75/3 = 1,167$ m

MURO CUNETA.

Se trata de un muro de hormigón en masa con la siguiente geometría.



$E_T = \frac{1}{2} \times 1,9 \times 2,00^2 \times 0,75 = 2,85$ t/m

$M_V = 2,85 \times 2,00/3 = 1,90$ mt/m

$H_1 = 0,85 \times 1,50 \times 2,3 = 2,93 \times 1,175 = 3,44$

$H_2 = 0,50 \times 1,60 \times 2,3 = 1,84 \times 0,80 = 1,47$

$H_3 = 0,25 \times 0,50 \times 2,3 = 0,29 \times 0,125 = 0,04$

$F_x = 5,06$ t/m $M_e = 4,95$ mt/m $e_e = 0,608$ m $1,60/3 = 0,533$ m $< 0,608$ m

$e_0 = 0,197$ m.

$\frac{1}{2} \times 1,9 \times 1,50^2 \times 0,75 \times 1,50/3 = 0,85 \times T.1 \rightarrow T.1 = 0,94$ t/m $\simeq 0,1$ kg/cm²

$T = \frac{5,06}{1,60}\left(1 \pm \frac{6 \times 0,197}{1,60}\right) = \begin{cases} 5,50 \text{ t/m}^2 \simeq 0,6 \text{ kg/cm}^2 \\ 0,82 \text{ t/m}^2 \end{cases}$

$5,50 \times 0,75 < 0,75/2 = 0,50 \times T.2 \rightarrow T.2 = 3,09$ t/m² $\simeq 0,3$ kg/cm²

El ingeniero del consultor C.y P.

Fdo. Ricardo J. Martínez Cobo

5. Proceso constructivo

5. PROCESO CONSTRUCTIVO

En el momento de elaborar el presente “Proyecto Construido” no se incorporó el contenido a que se refiere este epígrafe por no haberse realizado el mismo.

6. Resumen del control de calidad (E. constructora y Asistencia Técnica)

6. RESUMEN DEL CONTROL DE CALIDAD (Empresa Constructora y Asistencia Técnica)

En el momento de elaborar el presente “Proyecto Construido” no se incorporó el contenido a que se refiere este epígrafe por no haberse realizado el mismo.

7. Accesos y elementos para mantenimiento

7. ACCESOS Y ELEMENTOS PARA MANTENIMIENTO

Los accesos a las distintas estructuras están recogidos en el Documento nº 1. Memoria y Anejos en el “Anejo nº 13. Recomendaciones a tener en cuenta para el mantenimiento y accesos a la traza”

8. Recomendaciones para la conservación y mantenimiento

8. RECOMENDACIONES PARA LA CONSERVACIÓN Y MANTENIMIENTO

Las estructuras deben vigilarse periódicamente para verificar que sus condiciones de trabajo sean las adecuadas y según lo expresado en la memoria de cálculo de cada una de ellas.

En los puentes comprobar que todos sus elementos cumplen las condiciones de estabilidad y deformabilidad impuestos y compatible con la superestructura. Comprobar que los apoyos se comportan según las imposiciones de cálculo, que interiormente en los tablero y pilas huecos no aparecen fenómenos de inestabilidad o deterioro no contemplados y en fin, que el funcionamiento del conjunto es adecuado para las circulaciones.

En los pasos superiores, comprobar que el tablero no sufre deformaciones excesivas y que sus juntas se mantienen en buenas condiciones, que los estribos no descienden de manera inaceptable produciendo badenes peligrosos y que en las pilas se comportan de manera adecuada sin flechas ni movimientos inaceptables. Comprobar que el sistema de drenaje previsto funciona con normalidad, efectuando limpieza de las cunetas si fuera preciso, tanto bajo las estructuras como a lo largo de los caminos.

En todas las estructuras comprobar el grado de fisuración producido y la capacidad de las obras para mantener una durabilidad aceptable.

Movimientos previstos en las estructuras

Los movimientos previstos en las estructuras están recogidos en los cálculos respectivos de cada una de ellas.