

4 de marzo de 2020

**MEMORIA DE CÁLCULO ESTRUCTURAL DE ESTACIÓN DE BOMBEO PARA RED DE
SANEAMIENTO DE BARRIO SAMUEL, CHUY, ROCHA**

ÍNDICE

- 1) Ámbito normativo
- 2) Materiales
- 3) Condiciones de diseño para durabilidad e interacción con el terreno
- 4) Techo de cámaras
- 5) Paredes verticales
- 6) Análisis de flotabilidad
- 7) Estructura metálica de pórticos para elevación
- 8) Cimentaciones

1) ÁMBITO NORMATIVO

El diseño se realiza bajo las normas “Proyecto y ejecución de estructuras de hormigón en masa o armado” UNIT 1050:2001, “Cargas a utilizar en el proyecto de edificios” UNIT 33:91, “Norma para proyectos de estructuras de acero para edificios IE 353” de la Facultad de Ingeniería, UDELAR.

2) MATERIALES

Hormigón. Se empleará hormigón tipo C25 según UNIT 1050, de resistencia característica a compresión a los 28 días de 25 MPa determinada según el ensayo especificado en la Norma UNIT-NM 101 para probetas cilíndricas.

Acero para hormigón armado. Se emplearán barras conformadas grado ADN 500 que cumplan las especificaciones de la norma UNIT 843 y UNIT 968.

Acero para estructuras metálicas. Tensión de rotura 42 kg/mm². Límite de fluencia 23 kg/mm². Ductilidad (5d) 25%. Tensión admisible de tracción/compresión 1.400 kg/cm². Tensión de corte en alma de vigas y soldaduras 800 kg/cm².

3) CONDICIONES DE DISEÑO PARA DURABILIDAD E INTERACCIÓN CON TERRENO

Distancia a los paramentos de las armaduras. Según UNIT 1050 ambiente tipo III (estructuras en atmósfera agresiva industrial o marina, o en contacto con terrenos agresivos o con aguas salinas o ligeramente ácidas). Recubrimiento mínimo 40 mm.

Limitación del ancho característico de fisura. Ancho característico de fisura w_k deberá ser menor o igual a 0,1 mm. Según UNIT 1050 para este caso de estudio:

$$w_k = 1,5(2c + 3\phi + 0,24h)\sigma_s / E_s$$

c recubrimiento de las armaduras de tracción = 4cm

ϕ diámetro de barra traccionada

h altura de losa

σ_s tensión de servicio de la armadura en hipótesis de sección fisurada

E_s módulo de elasticidad del acero = 2.100.000 kg/cm²

Para el cálculo aproximado de la tensión de servicio:

$$\sigma_s = (k \cdot f_{yk} \cdot A_{s,nec}) / (\gamma_s \cdot \gamma_f \cdot A_{s,real})$$

k relación (cargas permanente + sobrecargas frecuentes) / carga total = 0,5

f_{yk} límite elástico característico del acero

γ_s coeficiente de minoración acero = 1,15

γ_f coeficiente de mayoración de acciones = 1,6

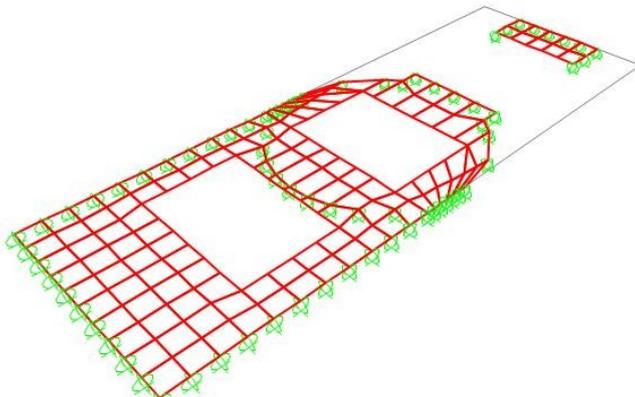
$A_{s,nec}$ sección necesaria de barras

$A_{s,real}$ sección real de barras

Interacción estructura – terreno. Se realizó cateo con retroexcavadora hasta una cota de (-5,0m) tomando el nivel de referencia +0.0 del terreno natural. Hay capa superior vegetal y tierra negra de espesor 0,8 m, luego arcilla marrón y a los 2,0m arcilla gris. Terreno estable para excavar. Sin presencia de agua. Con esos datos, se toma como tensión de compresión para la arcilla un valor de diseño de 2,0 kg/cm².

4) TECHO DE CÁMARAS

Modelo vista 3D, apoyo articulado en paredes, ancho 200cm y largo 560 cm, espesor 15cm



Sobrecarga vertical de utilización 300 kg/m²

Flexión momento máximo $M_{\max} = 0.26$ tm/m, $A_{s,nec\ flex} = 2,33$ cm²/m

Fuerza concomitante en plano losa $T=0,47 \text{ t/m}$, $A_s \text{ nec tracc}=0,12 \text{ cm}^2/\text{m}$

$A_s \text{ nec total} = 2,45 \text{ cm}^2/\text{m } \varnothing 8/20$

Ancho característico de fisura $w_k=0,1\text{mm}\leq 0,1\text{mm}$

5) PAREDES VERTICALES

Flexión de pared rectangular vertical con carga horizontal distribuida triangular del empuje del terreno y apoyos articulados en sus cuatro bordes.

Distribución del empuje horizontal del terreno sobre paredes:

$p_h(z)=1,06*z$ donde z es la profundidad con respecto al nivel del terreno natural.

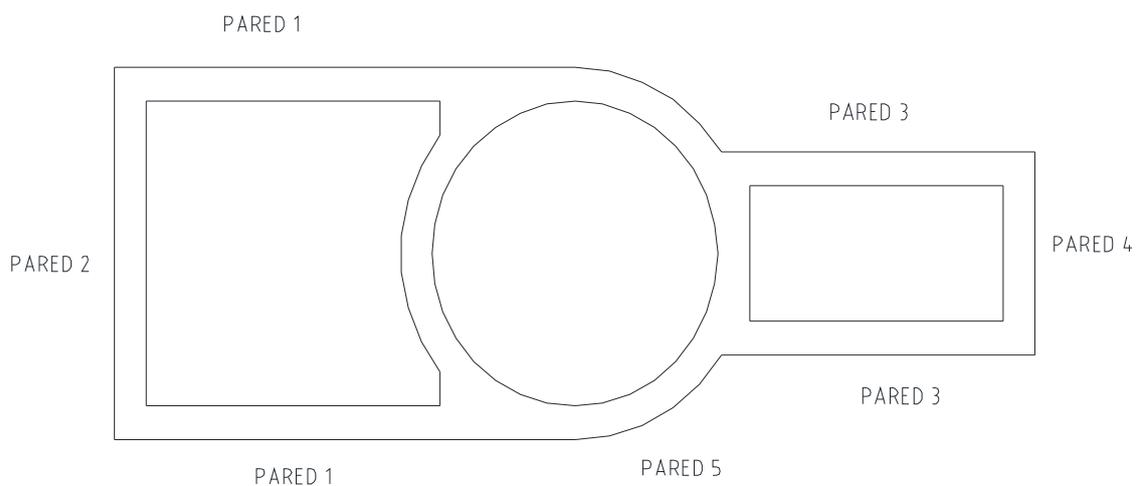
Se observa que se está en una situación del lado de la seguridad, ya que el tipo de terreno y la no presencia de agua en cateo implica menor empuje que el considerado.

Las paredes contiguas transmiten a la vertical en estudio tensiones en su propio plano.

Losa techo produce compresión a la pared vertical en su propio plano.

Espesor de pared 20 cm.

Nomenclatura de las distintas paredes verticales



5.1 Pared 1

Dimensiones: lado horizontal 1,8 m y lado vertical 1,8 m.

Flexión momento máximo $M_{\max}=0.09$ tm/m, A_s nec flex=0,25 cm²/m

Fuerza concomitante en plano losa $T=0,31$ t/m, A_s nec tracc=0,13 cm²/m

A_s nec total = 0,38 cm²/m Ø8/15 armadura mínima normativa

Ancho característico de fisura $w_k=0,02\text{mm}\leq 0,1\text{mm}$

5.2 Pared 2

Dimensiones: lado horizontal 2,2 m y lado vertical 1,8 m.

Flexión momento máximo $M_{\max}=0.1$ tm/m, A_s nec flex=0,28 cm²/m

Fuerza concomitante en plano losa $T=0,3$ t/m, A_s nec tracc=0,13 cm²/m

A_s nec total = 0,41 cm²/m Ø8/15 armadura mínima normativa

Ancho característico de fisura $w_k=0,02\text{mm}\leq 0,1\text{mm}$

5.3 Pared 3

Dimensiones: lado horizontal 1,8 m y lado vertical 4,50 m.

Flexión momento máximo $M_{11}=1.14$ tm/m, A_s nec flex=3,42 cm²/m

Fuerza concomitante en plano losa $T=1,09$ t/m, A_s nec tracc=0,45 cm²/m

A_s nec total = 3,87 cm²/m Ø10/15

Ancho característico de fisura $w_k=0,1\text{mm}\leq 0,1\text{mm}$

5.4 Pared 4

Dimensiones: lado horizontal 1 m y lado vertical 4,50 m.

Flexión momento máximo $M_{11}=0.43$ tm/m, A_s nec flex=1,22 cm²/m

Fuerza concomitante en plano losa $T=1,98$ t/m, A_s nec tracc=0,83 cm²/m

A_s nec total = 2,05 cm²/m Ø8/15 armadura mínima normativa

Ancho característico de fisura $w_k=0,08\text{mm}\leq 0,1\text{mm}$

5.5 Pared 5

Dimensiones: lado horizontal 2 m y lado vertical 5,90 m.

Flexión momento máx. M11(arm. Horiz.)=1,87 tm/m, As nec flex=5,34 cm²/m Ø10/10

Flexión M22 (arm. Vert.)=0,85tm/m, As=2,41cm²/m, Ø8/15

Ancho característico de fisura wk=0,1mm≤0,1mm

6) ANÁLISIS DE FLOTABILIDAD

No se detectó presencia de agua en el cateo, por lo que no requiere estudio del caso.

Estudiaremos igualmente flotabilidad ante la eventualidad que el nivel de la napa llegara por algún motivo al nivel del terreno natural.

Peso de la estructura de hormigón armado: 48.667 Kg

Empuje hacia arriba por volumen de agua desplazado: 38.222 Kg.

El peso de la estructura es mayor que el empuje. No existe problema de flotabilidad, pero debe asegurarse que en el caso de empuje hacia arriba la losa de piso transmita al resto de la estructura los esfuerzos para que entre todo el peso de la misma en carga.

Empuje máximo en piso sala bombas=5,9 t/m²

Espesor de losa piso 20 cm

Flexión momento máximo Mmáx=1.02tm/m, As nec flex=2,93 cm²/m

Fuerza concomitante en plano losa T=3,41 t/m, As nec tracc=1,42 cm²/m

As nec total = 3,64 cm²/m Ø8/10, armadura superior

Ancho característico de fisura wk=0,09mm≤0,1mm

7) ESTRUCTURAS METÁLICAS PARA ELEVACIÓN

7.1 Viga soporte polipasto elevación bombas

Esquema estático: viga con 2 apoyos articulados y voladizo, con carga vertical de 0,3 t



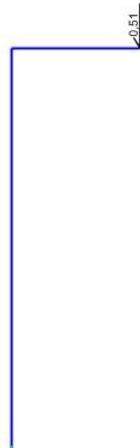
Perfil IPN 18, $W_x=161 \text{ cm}^3$, $A=27,9 \text{ cm}^2$

Momento flector máximo = $-0,35 \text{ tm}$, $\sigma_{fl}=215 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{adm}$

Cortante máximo $0,32 \text{ t}$, $\tau=26 \text{ kg/cm}^2 < \tau_{adm}$

7.2 Pórtico polipasto elevación bombas

Esquema estático: pórtico tipo horca empotrado inferiormente, con carga vertical en su extremo correspondiente a la máxima descarga de la viga soporte polipasto



Sección hueca tipo cajón formada por 2UPN 10, $W_x=82,4 \text{ cm}^3$, $A=27 \text{ cm}^2$

Momento flector máximo = $-0,41 \text{ tm}$, $\sigma_{fl}=495 \text{ kg/cm}^2$

Compresión = $0,52 \text{ t}$, $\sigma_c=91 \text{ kg/cm}^2$

Tensión compresión total $\sigma_c \text{ total}= 546 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{adm}$

Cortante máximo $0,53 \text{ t}$, $\tau=44 \text{ kg/cm}^2 < \tau_{adm}$

7.3 Pórtico pluma elevación reja canasto

Esquema estático: pórtico tipo horca empotrado inferiormente, con carga vertical en



su extremo de 300 kg.

Fuste vertical con sección hueca tipo cajón formada por 2UPN 10, $W_x=82,4 \text{ cm}^3$, $A=27 \text{ cm}^2$.

Tramo superior horizontal con caño redondo $\varnothing 50\text{mm} \times 3,7\text{mm}$ espesor, $W=9 \text{ cm}^3$, $A=0,69 \text{ cm}^2$.

Momento flector máximo 2UPN 10= $-0,25 \text{ tm}$, $\sigma_{fl}=303 \text{ kg/cm}^2$

Momento flector máximo $\varnothing 50\text{mm} \times 3,7\text{mm} = -0,06 \text{ tm}$, $\sigma_{fl}=666 \text{ kg/cm}^2$

Compresión 2UPN 10= $0,3\text{t}$, $\sigma_c=53 \text{ kg/cm}^2$, $\sigma_c \text{ tot}=356 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{adm}$

Compresión $\varnothing 50\text{mm} \times 3,7\text{mm}=0,6\text{t}$, $\sigma_c=116 \text{ kg/cm}^2$, $\sigma_c \text{ tot}=782 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{adm}$

Cortante máximo 2UPN 10 $0,43 \text{ t}$, $\tau=36 \text{ kg/cm}^2 < \tau_{adm}$

Cortante máximo $\varnothing 50\text{mm} \times 3,7\text{mm} 0,3 \text{ t}$, $\tau=435 \text{ kg/cm}^2 < \tau_{adm}$

7.4 Pórtico pluma elevación reja alternativa

Esquema estático: pórtico tipo horca empotrado inferiormente, con carga vertical en su extremo de 300 kg.



Sección hueca tipo cajón formada por 2UPN 10, $W_x=82,4 \text{ cm}^3$, $A=27 \text{ cm}^2$

Momento flector máximo = $-0,24 \text{ tm}$, $\sigma_{fl}=291 \text{ kg/cm}^2$

Compresión = $0,32 \text{ t}$, $\sigma_c=56 \text{ kg/cm}^2$

Tensión compresión total $\sigma_c \text{ total}= 547 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{adm}$

Cortante máximo $0,32 \text{ t}$, $\tau=25 \text{ kg/cm}^2 < \tau_{adm}$

7.5 Uniones

Soldadura en todo el perímetro 2CPN 10 a base platina $30\text{cm} \times 30\text{cm} \times 3/8''$, cordón 3mm, $\tau_{sold}=517 \text{ kg/cm}^2 < \tau_{adm}$

Soldadura IPN18 a 2CPN10, cordón 4mm, $\tau_{sold}=121 \text{ kg/cm}^2 < \tau_{adm}$

Bulones M20 anclajes platinas, $\sigma= 299 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{adm}$. Deberán anclarse para soportar 1.800 kg de tracción.

8) CIMENTACIONES

Máxima presión de descarga al terreno es (losa techo $1,2 \text{ t/m}$ + peso propio de pared de sala bombas $2,95 \text{ t/m} = 4,15 \text{ t/m}$) / $4.000 \text{ cm}^2 = 1,1 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{adm} \text{ terreno} = 2,0 \text{ kg/cm}^2$


JUAN JOSE PERTUSSO
INGENIERO CIVIL