

INTERNATIONAL SOCIETY FOR SOIL MECHANICS AND GEOTECHNICAL ENGINEERING



This paper was downloaded from the Online Library of the International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (ISSMGE). The library is available here:

<https://www.issmge.org/publications/online-library>

This is an open-access database that archives thousands of papers published under the Auspices of the ISSMGE and maintained by the Innovation and Development Committee of ISSMGE.

Obra de defensa sur concepción del Uruguay-Argentina

María E. Pardini, Jorge J. Giral & Daniel E. Platino
Dpto. Ingeniería Civil – Universidad Tecnológica Nacional Regional Santa Fe
Santa Fe - República Argentina



ABSTRACT

Concepción del Uruguay City, in Argentina Republic, is located on the banks of a tributary of the Uruguay River, the border between Argentina and Uruguay. It is situated downstream of the Salto Grande Dam, the coast is impacted by changes in hydrometric levels because of the operation of the plant; floods of Uruguay River and tributaries. Major historical floods suffered by the city, determined to build a defence system composed by two sectors: SOUTH and EAST. This paper refers to the first one, consisting of a sand hydraulic fill embankment partly built on a sedimentary old course (loose foundation). This situation forced it to be projected and built in "stages construction". A summary of previous studies, project assumptions, controls work of a defence system that has been subject to two major floods and expressed an appropriate behaviour to date is presented.

PRESENTACION TECNICA

La ciudad de Concepción del Uruguay, en la República Argentina, está localizada sobre la margen de un brazo del Río Uruguay, límite entre Argentina y Uruguay. Emplazada aguas abajo de la Represa Salto Grande, su costa resulta impactada por las variaciones de niveles hidrométricos de la operación de dicha obra, crecidas del Río Uruguay y afluentes.

Las importantes inundaciones históricas sufridas por la ciudad, determinaron la construcción de una obra de defensa compuesta por dos sectores: SUR y ESTE. Este trabajo se refiere al primero de ellos, conformado por un terraplén de arena refulada construido en parte sobre un paleocauce relleno de suelos de muy baja competencia geotécnica, situación que obligó a que el mismo se proyectara y construyera por etapas.

Se presenta un resumen de estudios previos, hipótesis de proyecto, controles de obra, de una obra que ha sido sometida a dos crecidas importantes y ha manifestado un adecuado comportamiento hasta la fecha.

1 LOCALIZACION DE LA OBRA

La ciudad de Concepción del Uruguay, en la República Argentina, está localizada sobre la margen del Riacho Itapé, brazo del Río Uruguay.

Ciudad histórica, su puerto es el más importante sobre el Río Uruguay, límite entre las República Argentina y del Uruguay. Por su emplazamiento a menos de 30 Km. aguas abajo de la Represa Argentino – Uruguay Salto Grande su costa resulta directamente impactada por las variaciones de niveles hidrométricos derivados de la operación de dicha obra.

Las importantes inundaciones producidas por las crecientes del Río Uruguay y sus afluentes que afectaron especialmente las zonas Sur y Este de la ciudad, determinaron la ejecución de obras de defensa y regulación de caudales internos que delimitan una cota de afectación máximas a no ser superada durante la ocurrencia de eventos extraordinarios.

El diseño de la obra se basó en una concepción mínima interferencia y/o agresión al medio ambiente e integración urbana; en el convencimiento de que la apropiación de la obra por parte de los habitantes es un factor fundamental para el mantenimiento de la misma.

En la Figura 1 se observa la localización de la ciudad de Concepción del Uruguay en la República Argentina y en la Provincia de Entre Ríos, a la que pertenece.



Figura 1. Ubicación general de la obra

2 COMPONENTES DE LA OBRA

La obra construida consta de dos sectores, denominados Defensa Sur y Defensa Este.

El primero de ellos – objeto del presente trabajo - está conformado por un terraplén de altura variable, de aproximadamente 1660 m de extensión, que alcanza una altura máxima de 9m. La Defensa Sur se complementa con una estación de bombeo y obra de descarga para control y regulación de los caudales acumulados en el reservorio que concentra el agua de precipitaciones en la cuenca del Arroyo Las Ánimas. Estas obras se aprecian en las Figuras 2 y 3.

Los primeros 360m de Defensa Sur son de baja altura y condiciones de fundación competentes, por lo que están constituidos por un terraplén de suelos cohesivos convencionalmente compactados. La protección de los mismos es de tipo vegetal. El resto del terraplén, está conformado por arenas refuladas del Río Uruguay y arenas compactadas convencionalmente en su parte superior. La cota de la Obra de Defensa fue fijada en 11,40 IGN, que según los estudios hidrológicos efectuados, permite salvar las inundaciones de muy altas recurrencias del Río Uruguay.

EL perfil tipo del terraplén refulado posee un coronamiento de 6m de ancho, sobre el que se ha construido un camino de servicio. Aproximadamente en la zona central de la Defensa Sur, se sitúa la Estación de Bombeo Las Animas y la Obra de Descarga que posibilita la descarga de los caudales internos de la ciudad hacia el río Uruguay. Esta obra hidráulica resulta indispensable para mantener, además, un caudal ecológico en el Ayo las Animas, cuyo curso atraviesa la zona Oeste de la ciudad.

Este terraplén fue construido mediante refulado libre hasta cota 5.50 IGN y contenido en su parte superior hasta cota 10.00 IGN, con pendientes aproximadas de 1V:20H y 1V:3,5H respectivamente.

Entre cotas 10.00 y 11,40 IGN el terraplén se completó con arena compactada convencionalmente con rodillo vibrante. La cota del terreno natural es variable entre 2.50 – 3.50 IGN, siendo en su parte central de aproximadamente 2.50 IGN. De esta manera, la altura máxima del terraplén resulta del orden de 9m.

La protección de los taludes refulados se realizó teniendo en cuenta el efecto erosivo que cada tramo sufre como consecuencia de las acciones hídricas. En la zona del Riacho Itapé, la más crítica, los taludes exteriores fueron protegidos mediante una manta de geotextil con bloques de hormigón adheridos, en una longitud de aproximadamente 400m. Este tipo de protección flexible resulta adecuado para soportar las sollicitaciones hidráulicas de oleaje y corriente. Para la determinación de estas últimas se realizó una modelación hidráulica para diferentes condiciones de crecida.

El resto del terraplén refulado fue protegido mediante una protección vegetal compuesta por un manto de suelos cohesivos compactados de 0.6m de espesor, sobre el que se colocó una capa de suelo húmífero de 0.15m de espesor para la implantación de especies vegetales regionales, lo que posibilitó su rápido arraigo.

3 GEOTECNIA DE LA FUNDACIÓN

Previo a la construcción de las obras, se desarrollaron varias etapas de investigaciones geotécnicas, correspondientes a cada nivel de proyecto. Las mismas tuvieron por objeto caracterizar tipo y calidad de los suelos que componen la fundación de las obras, en especial en un sector de aproximadamente 400m de la Defensa Sur que conforman, como se verá, una cubeta sedimentaria de muy baja capacidad resistente y excesiva deformabilidad. Se llevaron a cabo, por lo tanto, programas sucesivos y complementarios de ensayos de campaña y laboratorio.

El perfil geotécnico sobre el que fue construido el terraplén de la Defensa Sur, es típico de las zonas bajas e inundables de la ciudad. Compuesto por una tapada de suelo cohesivo, en gran parte de su espesor es de alta compresibilidad, muy orgánico, de baja a muy baja capacidad portante, con frecuentes contenidos de humedad natural mayores que el Límite Líquido. Estos suelos presentan una potencia máxima del orden de 10 m. Esta zona se extiende en la margen derecha del Arroyo Las Animas, entre las progresivas 530 y 890, como se aprecia en las Figura 4 y 5

Le subyacen suelos más arenosos, gravas, etc., con potencias inferiores a 2 m, bajo los cuales se extiende la "broza", nombre regional de un suelo limo arenoso impregnado por calcáreo, típico de la zona, de muy alta consistencia ($N > 50$).

Entre las progresivas mencionadas se desarrolla el valle correspondiente al Ayo Las Animas. En este tramo el perfil se caracteriza por la profundización de la tapada de suelo cohesivo y está compuesto por sedimentos modernos que alcanzan una potencia máxima de 10 m hasta la broza. La estratigrafía del perfil es típica de las zonas bajas e inundables de la ciudad y se aprecia en la Figura 5.

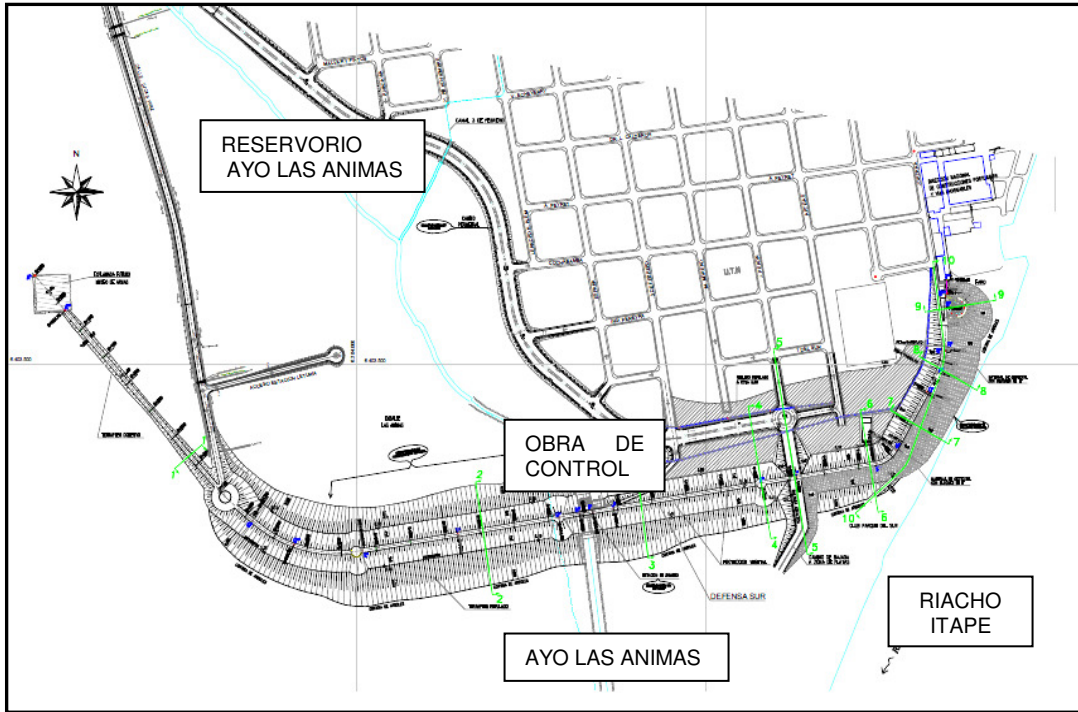
Secuencialmente, desde la superficie y en profundidad, hasta la broza, se detectan los suelos citados a continuación. No siempre la secuencia es completa, pudiendo faltar algunos de ellos con excepción del horizonte S1, siempre presente.

S1: Suelo cohesivo superficial de alta plasticidad con espesores comprendidos entre 1.0 y 2.0 m, muy orgánico, ligeramente preconsolidado por desecación. Clasifican como CH o MH. En algunos casos, se transforma, directamente en suelo orgánico OH. Presenta densidades muy bajas, compatibles con suelos de muy escasa consistencia y gran deformabilidad ($\gamma_a = 9 - 12.5 \text{ kN/m}^3$).

S2: Suelos cohesivos blandos, en general muy orgánicos, de plasticidad media CL-ML prácticamente sin resistencia en el SPT. Espesor variable entre 1,8 y 4.0 m. Muy compresible y de escasa capacidad portante.

S3: Entre los suelos S2 y S1 puede presentarse un suelo de características intermedias, con espesores entre 2.5 y 4.0m, con $N=2$, de menor plasticidad que el suelo superficial, de características más arenosas y de menor plasticidad.

S4: Arcilla de muy baja resistencia, tipo CH o CL en función del contenido de arena fina. Importante presencia de materia orgánica.



Figuras 2 y 3. Planta general e imagen aérea de la Defensa Sur

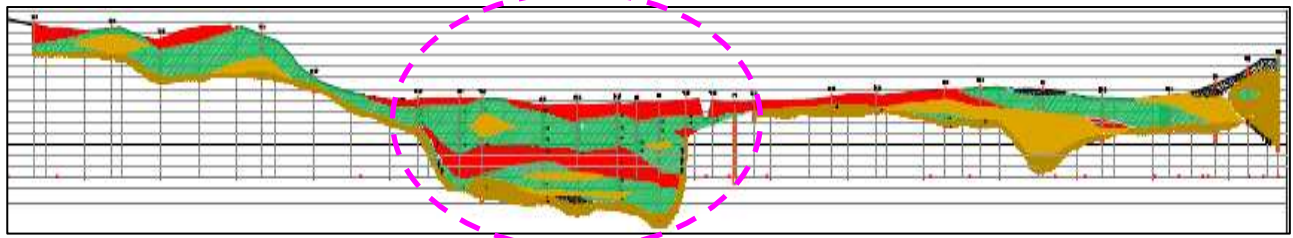


Figura 4. Perfil Geotécnico por la traza de la Defensa Sur (Esquema a escala deformada)

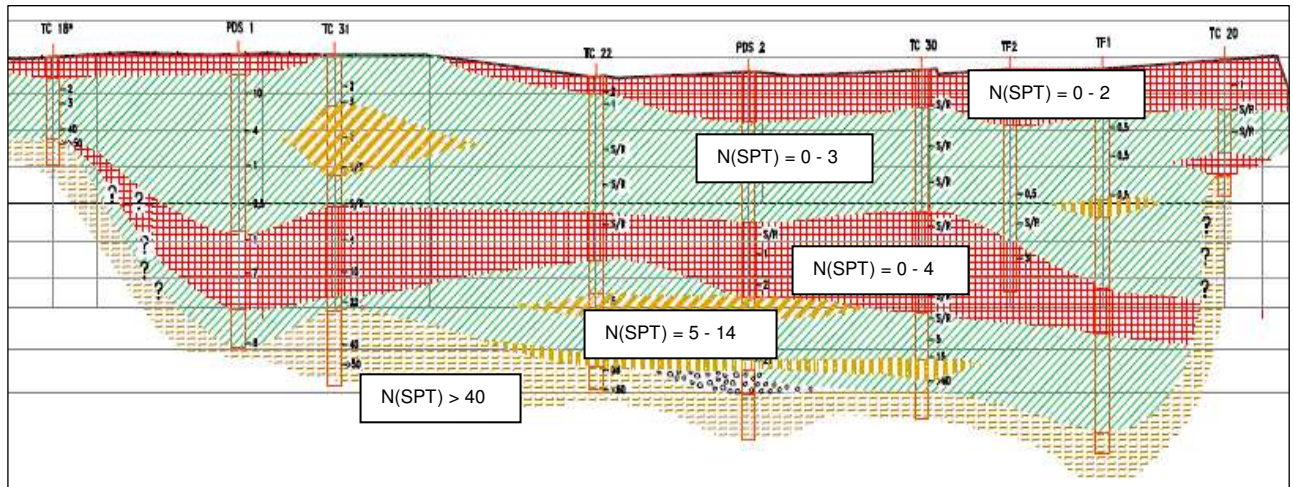


Figura 5. Perfil cubeta sedimentaria (Esquema a escala deformada)

REFERENCIAS

	Suelos CH y MH		Suelos SP y SM-SP
	Suelos CL, ML y CL-ML		Broza
	Suelos SM		Relleno
	Suelos SC y SM-SC		Gravilla

S5: Suelos arenosos de espesores variables entre 0,50 y 1.0 m. Puede estar mezclado con suelo cohesivo, $N > 5$. Este manto no es continuo y por lo tanto no constituye un drenaje de los suelos arcillosos que le supra e infrayacen.

S6: en algunos casos puede aparecer, después del S5, nuevamente suelo cohesivo con $N=5 - 14$. este suelo presenta ocasionalmente algo de gravilla y contenido calcáreo y es mas resistente que los que le suprayacen.

Las muestras inalteradas, extraídas mediante sacatestigo Shelby, fueron sometidas a ensayos especiales para determinar sus parámetros resistentes y deformacionales. En las Figuras 6 y 7 se pueden apreciar relaciones que muestran como características sobresalientes, valores muy bajos de γ_d y C_u para los suelos de plasticidades elevadas.

Los parámetros de corte fueron obtenidos mediante la ejecución de ensayos de compresión triaxial por etapas

Dada las condiciones de saturación de los suelos y múltiples en condiciones de drenaje impedido, sobre muestras típicas. Dadas las condiciones de saturación de los suelos y la calidad de los mismos, el ángulo de fricción interna ϕ obtenido ha sido en todos los casos muy próximo a 0° con máximo de 5° .

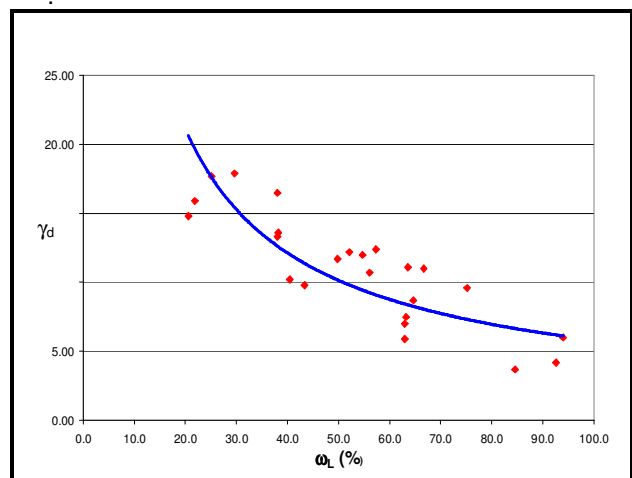


Figura 6. Relación ω_L (%) - γ_d (kN/m³)

Con respecto a los ensayos de consolidación, se realizaron ensayos sobre muestras de distintas

plasticidades. En la Figura 8 se muestra la curva de compresibilidad de un ensayo correspondiente a un suelo OH de la cubeta sedimentaria. La muestra corresponde a una profundidad de 1.25m por debajo del terreno natural.

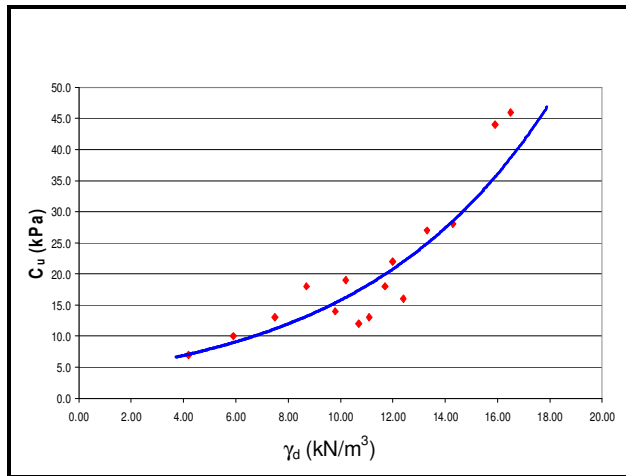
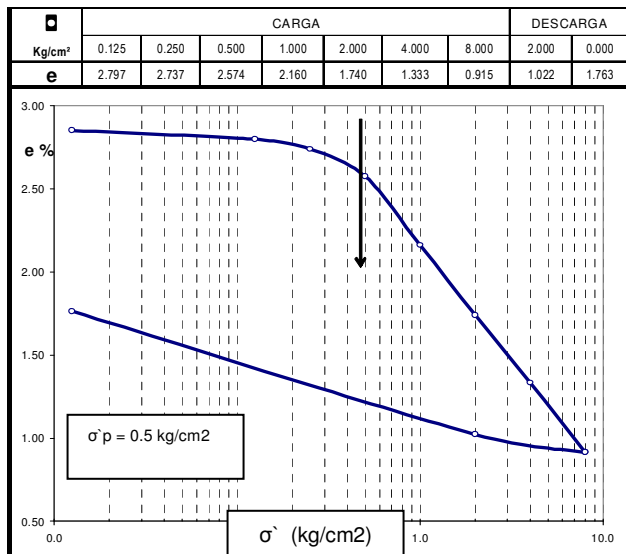


Figura 7 . Relación- C_u (kPa) - γ_d (kN/m³)



PROPIEDADES DE LA MUESTRA ENSAYADA	
Clasificación SUCS	OH
ω_L (%)	80
I_p (%)	39
γ_d (kN/m ³)	6.5
ω (%)	114
C_v (m ² /s)	6×10^{-7}

Figura 8. Ensayo de consolidación muestra OH, de la cubeta sedimentaria

4 SUELOS PARA REFULADO

La mayor parte de la Defensa Sur fue construida por arenas refuladas limpias. Para la detección de los yacimientos, se realizaron perforaciones con muestreo, delimitándose los mismos en las cercanías de la obra: sobre el Río Uruguay y en dos islas: del Puerto y Cambacuá. Se trata de arenas limpias, cuarzosas, redondeadas, finas a medianas y uniformes, cuyas propiedades medias se observan en la Tabla 1

Tabla 1. Características de las arenas de yacimiento

CARACTERISTICA	
Clasificación SUCS	SP
Coefficiente de Uniformidad	1.46
Coefficiente de Curvatura	0.96
γ_d máx	17.16 kN/m ³
γ_d mín	14.59 kN/m ³
k (Dr entre 31 y 56%)	$09 - 1.2 \times 10^{-2}$ cm/seg

Fueron ensayadas muestras remoldeadas a diferentes densidades relativas, de las que se obtuvieron los siguientes ángulos de fricción interna:

Tabla 2. Ensayos en arena de yacimiento

Ensayo	Dr (%)	ϕ (°)
Triaxial UU	17	26
Triaxial UU	56	33
Corte Directo	20	35

En la Figura 9 se aprecian curvas características de los suelos de yacimiento. Casi sin excepción se encuentran dentro de la Zona I de la Clasificación Soviética, considerados como suelos de muy buena calidad para ser refulados en la construcción de terraplenes y presas.

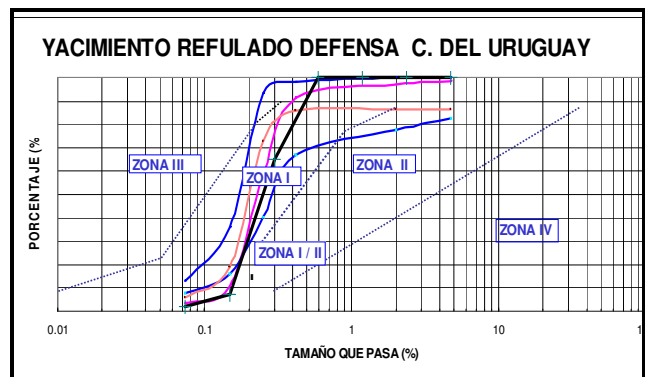


Figura 9. Curvas granulométricas de yacimientos para suelos refulados de la Defensa Sur.

5 ANÁLISIS DE LA FILTRACIÓN EN EL CUERPO DEL TERRAPLÉN DE DEFENSA SUR

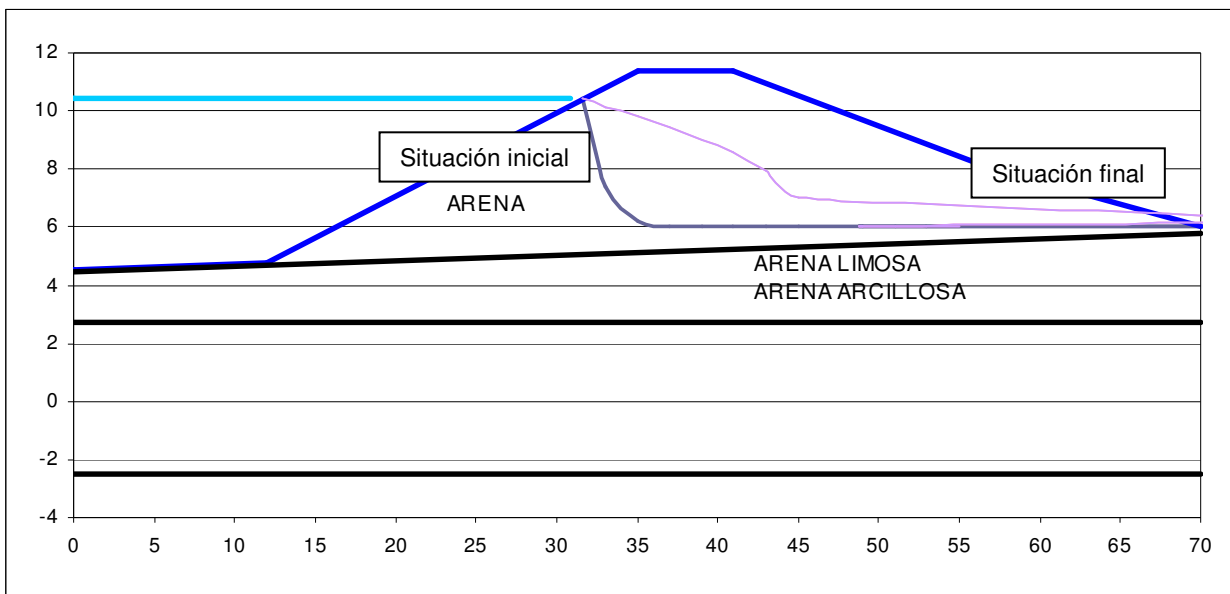


Figura 10. Resultado de la simulación matemática de la filtración en la presa – Sección tipo

Este análisis se realizó mediante un modelo matemático hidrológico en elementos finitos, que permite visualizar el flujo a través del cuerpo de la presa por el proceso de filtración originado por la ocurrencia de una crecida maximizada. Se utilizaron como parámetros de diseño de la simulación matemática, valores de permeabilidad maximizados. El software empleado fue el GW, desarrollado por A. Verruijt.

La simulación se realizó en régimen impermanente para secciones características, suponiendo que el río se encuentre en crecida máxima durante un período de 5 días.

El perfil fue discretizado en vertical en 3 unidades hidrogeológicas. Los valores de k adoptados fueron:

- arena del cuerpo de la presa $k = 1 \times 10^{-2}$ cm/seg
- arena limosa (suelo actual) $k = 1 \times 10^{-3}$ cm/seg
- niveles de tosca (broza) $k = 1 \times 10^{-6}$ cm/seg

Las condiciones de borde adoptadas son:

- nivel aguas arriba constante de 10.44 IGN
- nivel aguas abajo constante de 6.00 IGN
- nivel de saturación inicial de 6.00 m IGN

Como conclusión se obtuvo que el modelo demuestra que frente a un evento como el simulado, no se alcanzará a cerrar el frente de avance de saturación desde el paramento mojado (Río Uruguay) con el paramento seco (área defendida) en el tiempo estipulado de 5 días. Ver Figura 10

6 CONSTRUCCION DE LA DEFENSA SUR

6.1 Estabilidad

El complejo perfil geotécnico de la zona, condicionó la secuencia constructiva del terraplén, ya que no resultaba posible, según las verificaciones de estabilidad, realizar una construcción ininterrumpida hasta cota definitiva. Se decidió por lo tanto proyectar la construcción en etapas, permitiendo la consolidación de la fundación y su consecuente ganancia de resistencia.

Durante la etapa de Proyecto Ejecutivo, se diseñó la construcción del terraplén en 12 meses, tiempo suficiente para su ejecución de manera segura, sin inclusión de drenes verticales en la fundación. Al construir la obra, se dispuso de un cronograma más acotado y sin posibilidades de efectuar, por razones presupuestarias, mejoras en la fundación. De esta manera, la construcción de este terraplén, constituyó un desafío importante. Debíó, definirse un nuevo cronograma constructivo, que involucró el seguimiento continuo de la evolución de la consolidación, mediante las lecturas asentimétricas de la fundación bajo cargas y la estimación de ganancia de resistencia correspondiente. Antes y después de cada carga se efectuaron análisis de estabilidad. Debido a la estrechez del cronograma disponible, la Constructora decidió ejecutar el terraplén aún con coeficientes de seguridad por debajo de los mínimos recomendados para las etapas constructivas. Aún así, no se registraron eventos de inestabilidad de taludes.

Para cada etapa, la altura a refular fue obtenida luego de un análisis de estabilidad, siendo la máxima altura a

recrecer, aquella compatible con la resistencia de los materiales alcanzada, de manera tal de inducir la máxima tensión efectiva σ'_v durante la consolidación.

La estimación del grado de avance de la consolidación, se realizó en forma aproximada sobre la base del avance de la consolidación medido mediante asentímetros.

Para el incremento de resistencia en el tiempo, se utilizó la relación entre la resistencia al corte no drenado y la tensión efectiva vertical según Ladd, siendo:

$$\Delta C_u = 0.022 U(t) \Delta' \sigma_v \quad [1]$$

ΔC_u = incremento de la resistencia al corte no drenado

$U(t)$ = grado de consolidación (%)

$\Delta' \sigma_v$ = sobrecarga de tensión efectiva

Las verificaciones de estabilidad se realizaron mediante el programa STABL, rutinas BISHOP y JANBU. Adicionalmente, se corrió el programa PLAXIS.

Las etapas de carga efectuadas en la zona de la cubeta sedimentaria, fueron las siguientes: refulado libre hasta cota 5.50 IGN, refulado contenido en capas hasta 7.50 IGN, 9.00 IGN y 10.00 IGN; y arenas compactadas por vibración hasta 12.00 IGN.

La secuencia de carga fue mucho más rápida que la prevista originalmente, dado que la consolidación de los suelos de la fundación se desarrolló en mucho menos tiempo que el estimado con los resultados obtenidos de los ensayos de laboratorio.

La verificación de la estabilidad de los terraplenes, se realizó para la etapa constructiva considerando saturado el terraplén y para la etapa de servicio, con el nivel de agua correspondiente a una crecida de 300 años, y desembalse rápido. Para la verificación efectuada en el caso de 18 meses (en servicio) después de la construcción, con un nivel de embalse correspondiente a la crecida máxima de diseño, se obtuvo un $F = 1.33$. A largo plazo se determinó $F > 1.50$.

6.2 Asentamientos

Antes de la construcción del terraplén se realizó la estimación de los asentamientos en varias secciones significativas, poniéndose especial atención en la zona de mayor altura, coincidente con la cubeta sedimentaria.

El análisis se efectuó mediante un software bidimensional que emplea en los cálculos la teoría de la consolidación de Terzaghi y la distribución de tensiones inducidas según Boussinesq y por elementos finitos empleando el programa Plaxis.

Se modeló la fundación conformada por una secuencia de 4 capas compresibles de diferentes espesores suprayaciendo la broza, considerada como indeformable. Los parámetros correspondientes a los suelos considerados se aprecian en la Tabla 3.

Los asentamientos en función del tiempo fueron calculados con cargas intermedias y hasta la cota de proyecto 11.40 IGN. Fueron analizadas las 4 secciones más comprometidas de la cubeta sedimentaria, fijándose

5 verticales en cada una de ellas, como se muestra en la Figura 11.

Tabla 3. Parámetros para el análisis preliminar de asentamientos

Material	γ_h (kN/m ³)	C_v (m ² /s)	C_r	C_c	C_α
PEAT 2	15.70	5.00 E-06	0.07	0.16	0.0021
CLAY 2	17.30	8.00 E-06	0.10	0.21	0.0030
PEAT 1	14.50	1.54 E-07	0.21	1.36	0.0062
CLAY 1	17.00	5.00 E-06	0.20	2.30	0.0031
BROZA	INDEFORMABLE				

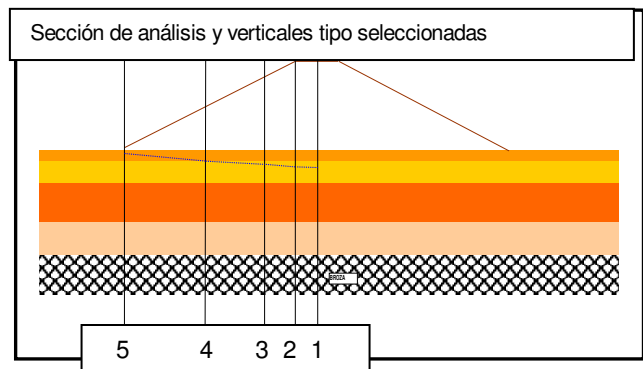


Figura 11 .Perfil tipo para el análisis de los asentamientos.

Los valores de asentamientos totales y finales para las verticales analizadas sobre la progresiva con mayor deformación fueron los que se aprecian en la Tabla 4.

Por otra parte el terraplén fue instrumentado mediante la colocación de asentímetros de placa y marcas exteriores. Las placas se ubicaron, entre las progresivas 400 y 900, disponiéndose en 6 perfiles de la cubeta a razón de 5 por sección. Las mismas, se ubicaron sobre el terreno natural, una vez efectuada la limpieza y el destape y antes de iniciar el proceso de refulado.

Tabla 4. Asentamientos máximos estimados en los estudios previos

Vertical	Asentamientos estimados
1.- Eje del terraplén	1.35 m
2.- Arista del coronamiento	1.33 m
3.- Tercio superior del talud	1.24 m
4.- Tercio inferior del talud	1.06 m
5.- Pie de talud	0.26 m

Las mediciones de los niveles en los asentímetros se efectuaron en forma sistemática hasta alcanzar la cota de coronamiento del terraplén, registrándose en cada oportunidad el nivel alcanzado por la construcción. Figura 12.

Para determinar la altura máxima a que debía llevarse el terraplén para que, una vez producidos los asentamientos, se mantuviera la cota de coronamiento de proyecto; se recalcularon los parámetros de consolidación obtenidos "in situ" empleando las fórmulas la Teoría de Consolidación de Terzaghi y se ajustaron las curvas iniciales mediante el procedimiento de backanalysis.

Se destaca que cuando el terraplén se hallaba construido hasta cota 9 IGN, ocurrió una crecida extraordinaria que modificó las hipótesis realizadas en el análisis. al dificultar el drenaje y disminuir el peso de la carga simultáneamente.

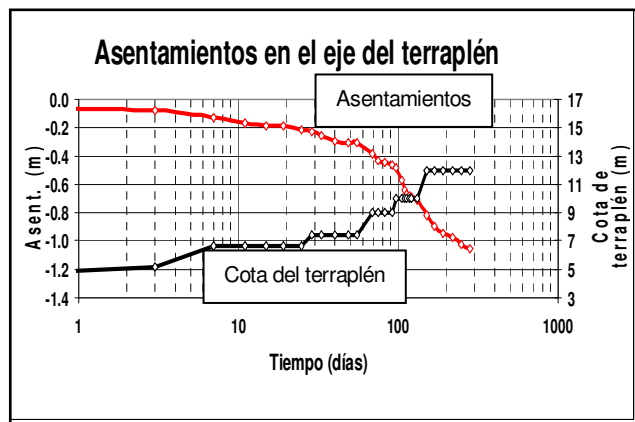


Figura 12 .Registro de asentamientos

Realizando el backanalysis mencionado, el asentamiento total esperable a 10000 días era del orden de 1.20 - 1.30 m para las secciones de la cubeta. Para la fecha de conclusión de los trabajos de refulado, el asentamiento en la sección más desfavorable era del orden de 0.80m, es decir, quedaba un importante asentamiento remanente, razón por la cual, se decidió recrear el refulado hasta cota 12.00 IGN, ya que los 0.60 m de sobreelevación con respecto a la cota prevista, cubrirían la cota de diseño.

En general, puede decirse que a un año de construida la obra los asentamientos eran inferiores en un 10% a los previstos originalmente, lo que demuestra una concordancia aceptable para la configuración geotécnica de esta fundación.

Adicionalmente se efectuó un análisis FEM desarrollado con el programa PLAXIS, mediante el cual se obtuvieron valores de asentamientos similares a los estimados mediante otros softwares y a los realmente medidos.

7 CONTROLES DE OBRA

Durante la ejecución de la obra se realizaron controles de calidad del material refulado: contenido de finos y densidades relativas alcanzadas. Con respecto a los finos, el pasante de Tamiz 200 se mantuvo siempre por debajo del 10% estipulado en las Especificaciones Técnicas, debido a la buena calidad de los yacimientos explotados. Ver Figura 13 Con respecto a las densidades relativas, las mismas estuvieron en el rango esperable de 60 – 65%.

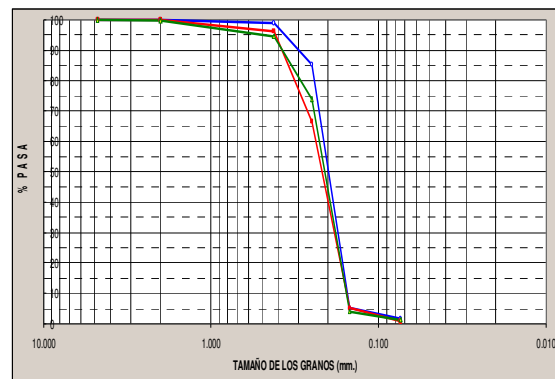


Figura 13. Granulometría del suelo refulado

8 CONCLUSIONES

La instrumentación mediante equipamiento simple (asentímetros de placa) y su riguroso seguimiento han posibilitado la construcción de esta obra sin mayores inconvenientes

A pesar de las muy desfavorables condiciones de fundación, y la ocurrencia de una creciente extraordinaria durante el período constructivo, la secuencia "control estricto de los asentamientos - recálculo de los coeficientes C_v - verificaciones de estabilidad con la ganancia de resistencia en cada etapa de refulado", permitió una considerable reducción en el tiempo de ejecución del terraplén proyectado.

AGRADECIMIENTO

Los autores desean agradecer la contribución del Dr. Eduardo Díaz e Ings. Oscar Dalla Costa y Fernando Catani, al presente trabajo.

REFERENCIAS

- Leroueil, S, Magnan,JP & Tavenas, F. 1990. *Embankments on Soft Clay*. 2nd ed., Ellis Horwood Limited. England
- Cappadoro, Juarez, Lens, Pardini, Platino. 2004. *Modelación Numérica de Terraplenes refundados sobre fundaciones compresibles SINERGIA 2004 – DAIG*. Córdoba . Argentina.
- Verruijt, A. 1982. *Theory of Groundwater Flow*. 2nd. Edition. Mac. Millan.