

REVISTA DE OBRAS PÚBLICAS.

MADRID, 30 DE NOVIEMBRE DE 1887.

4.^a Serie.

Tomo 5.^o

Número 22.

AÑO XXXV DE LA PUBLICACIÓN.

SUMARIO.

Puerto de Barcelona. Estudio teórico y práctico de los bloques huecos propuestos para la construcción de los nuevos muelles, por D. Julio Valdés, Ingeniero de Caminos (continuación).—
Plano general de la Concha de Gijón. Proyectos de puertos de refugio y comercial.—Lámina 68:
Puerto de Gijón.

PUERTO DE BARCELONA

ESTUDIO TEÓRICO Y PRÁCTICO DE LOS BLOQUES HUECOS PROPUESTOS PARA
 LA CONSTRUCCIÓN DE NUEVOS MUELLES.

(Continuación.)

$$0_1 = 0,009$$

$$0_2 = 0,076$$

$$0_3 = 0,204$$

$$0_4 = 0,384$$

$$0_5 = 0,602$$

$$0_6 = 0,826$$

$$L_1 = 11,059$$

$$L_2 = 11,126$$

$$L_3 = 11,254$$

$$L_4 = 11,434$$

$$L_5 = 11,652$$

$$L_6 = 11,876$$

$$l_1 = l_2 = \dots = l_6 = 0,755$$

$$\frac{l_1}{2} = \frac{l_2}{2} = \dots = \frac{l_6}{2} = 0,377$$

$$l'_1 = 11,059$$

$$l'_2 = 10,269$$

$$l'_3 = 8,868$$

$$l'_4 = 7,080$$

$$l'_5 = 4,430$$

$$l'_6 = 1,540$$

$$4'_1 = 11,436$$

$$4'_2 = 10,646$$

$$4'_3 = 9,245$$

$$4'_4 = 7,457$$

$$4'_5 = 4,807$$

$$4'_6 = 1,917$$

$d_1 = 0,028$	$R_1 = 30,40$
$d_2 = 0,086$	$R_2 = 28,20$
$d_3 = 0,134$	$R_3 = 24,50$
$d_4 = 0,172$	$R_4 = 19,80$
$d_5 = 0,213$	$R_5 = 12,70$
$d_6 = 0,217$	$R_6 = 5,08$
$z_1 = 0,0008$	$\frac{L'_1}{40} = 0,286$
$z_2 = 0,0030$	$\frac{L'_2}{40} = 0,266$
$z_3 = 0,0054$	$\frac{L'_3}{40} = 0,231$
$z_4 = 0,0086$	$\frac{L'_4}{40} = 0,186$
$z_5 = 0,0159$	$\frac{L'_5}{40} = 0,120$
$z_6 = 0,0437$	$\frac{L'_6}{40} = 0,048$

Empuje por traslación.

Magnitud de la ordenada = 0,248.

Empuje horizontal. . . = $0,248 \times 10,40 \times 2240 = 5.777$ kilogramos.*Resistencia por traslación.*

Magnitud de la ordenada = 0,840.

Resistencia. = $0,840 \times 10,40 \times 2240 = 19.568$ kilogramos.*Resistencia por rotación.*

Magnitud de la ordenada = 0,720.

Resistencia. = $0,720 \times 10,40 \times 2240 = 16.773$ kilogramos.*Coefficientes de estabilidad.*—Para la resistencia por traslación

$$C = \frac{19.568}{5.777} = 3,387.$$

Para la resistencia por rotación

$$C = \frac{16.773}{5.777} = 2,903,$$

que, como vemos, son mayores que los respectivos en el bloque hueco de 2^m,00 de altura.*Cálculo analítico del empuje y de su punto de aplicación.*—(Lámina 59).

—Considerado asimismo un solo segmento, y determinado su centro de gravedad, la vertical de éste resulta a la derecha de la correspondiente al centro de la sobrecarga. El par μ será, por lo tanto, negativo, y habrá que restar su efecto de las componentes del peso sobre la junta de fractura.

Los datos para calcular Q y N, son los siguientes:

$$e = 0,50$$

$$\psi = 90^\circ$$

$$\theta = 45^\circ$$

$$r = \frac{0}{\psi} = 0,50$$

$$\rho = 0,75 \text{ (1)}$$

$$z = \frac{e^2}{12 \rho^2} = 0,037$$

$$a = 3,8$$

$$b' = 5,3$$

$$c = 3,2$$

$$1 + bz = 1,196$$

Desarrollo de $\psi = 1,57$:

Idem de $\theta = 0,785$:

$$\psi^2 = 2,4649;$$

$$\text{Sen } \theta = 0,7071 = \cos \theta;$$

$$\text{Sen}^2 \theta = 0,50;$$

$$P' = (\text{sobrecarga total}) = 11,2646;$$

$$P = (\text{peso total}) = 11,854;$$

$$\mu = (\text{par producido por } P') = 0,0507;$$

$$A = 0,3607;$$

$$B = 1,3920;$$

$$C = 0,0357 \text{ (2)};$$

$$D = 0,0058.$$

Los valores de Q y N, deducidos de estos datos, son los siguientes:

$$Q = 11,854 \times \frac{0,3607 \left(1 - \frac{3,8}{1 - 0,5^2} \times 0,037 \right) - \frac{0,0507}{0,75} \times \frac{1,392}{1,196}}{1,196} = 2,8245;$$

$$N = 11,854 \times 0,75 \times \frac{0,0357 + (0,0357 - 0,3607 - (1 - 0,5^2) \times 3,2) \times 0,037}{1,196} - 0,0507 \times \frac{0,0058 - 0,5 \times 0,196}{1,196} = -0,039657;$$

$\frac{N}{Q} = -0,014$; luego el punto de aplicación se hallará sobre el medio de la clave (por resultar N negativo) a la distancia de 14 milímetros.

El empuje Q, en kilogramos, será igual a $2,824 \times 2.240 = 6.325$ kilogramos, superior en 548 kilogramos al obtenido gráficamente. Si en vez de $P = 0,75$, hubiéramos sustituido su verdadero valor, ó sea el radio de

(1) Tomando el radio verdadero de curvatura resultará $\rho = 0,771$.

(2) En las tablas publicadas en la obra del Sr. Saavedra, el valor de la función $C = 0,0377$, por error de copia ó de imprenta.

curvatura, 0,774, hubiéramos encontrado

$$Q = 2,65 = 5.936 \text{ kilogramos,}$$

superior tan sólo al primero en 159 kilogramos.

Curva de presiones.—Construida la curva de presiones, es fácil ver que, no sólo queda comprendida en el *núcleo central* de la semi-bóveda, sino que su forma demuestra que el bloque 1^m,60 de altura puede, bajo el punto de vista de su resistencia al *giro* ó á la *traslación*, soportar una sobrecarga de mucha mayor entidad que el modelo anterior, por cuanto la distancia entre su punto de intersección con la base y la arista exterior de la misma, resulta marcadamente superior; lo que da á entender que con un empuje horizontal casi doble, la curva resultante para las presiones cortaría á las juntas de los segmentos en puntos aun más próximos al arco medio, produciendo de este modo una repartición más uniforme y conveniente de los esfuerzos de compresión.

Resistencia al aplastamiento.—*Trazado de las curvas límites.*—Determinando los valores sucesivos del ángulo θ , y los correspondientes de P , componente normal de la resultante total en cada uno de los segmentos, obtendremos los resultados siguientes:

Juntas.	R.	α .	φ .	θ .	Cos. θ .	$P = R \cos. \theta$	$\frac{2}{3} P$.	$\frac{2}{3} P$. — Kilogs.	Distancias numéricas.
Clave...	0,248	0,00	90°	0,00	1,00	0,248	0,165	3.844	0,028
1. ^a ...	0,380	15°	41° 56'	33° 4'	0,838	0,318	0,212	4.939	0,035
2. ^a ...	0,605	30°	26° 51'	33° 9'	0,837	0,507	0,338	7.874	0,056
3. ^a ...	0,820	45°	17° 35'	27° 25'	0,888	0,728	0,485	11.299	0,081
4. ^a ...	1,00	60°	14° 21'	15° 39'	0,963	0,963	0,642	14.946	0,107
5. ^a ...	1,120	75°	12° 50'	3° 10'	0,998	1,118	0,745	17.356	0,124
Arranque 6. ^a	1,165	90°	12° 18'	12° 18'	0,977	1,398	0,759	17.709	0,127
Estribo 7. ^a	1,173	90°	12°	12°	0,978	1,147	0,765	17.821	0,128
Base del bloque. 8. ^a	1,188	90°	1° 30'	1° 30'	0,9997	1,187	0,791	18.426	0,132

Quedando comprendida la *curva de presiones* entre las *límites* así trazadas, se comprueba que la presión del material tampoco superará en punto alguno al límite práctico de resistencia.

DETERMINACIÓN DIRECTA DE LOS ESFUERZOS DE COMPRESION.

Fórmulas.

$$R_1 = \frac{6M_1}{\Omega^2}; \quad R_2 = \frac{6M_2}{\Omega^2}.$$

Juntas.	Esfuerzos por cent. ²
Clave.	13,629
1. ^a	2,215
2. ^a	4,525
3. ^a	7,846
4. ^a	10,525
5. ^a	11,270
6. ^a	9,624
7. ^a	7,956
8. ^a	7,874

La curva representativa de estos esfuerzos se ha dibujado igualmente en la hoja núm. 9, figura 1.^a, que ya contiene las de las dos hipótesis anteriores para el modelo de bloque hueco de 2m,00 de altura; pudiendo hacerse más fácil de este modo la comparación entre sus resistencias respectivas.

El esfuerzo máximo corresponde en este caso a los riñones de la bóveda, y su coeficiente de estabilidad será igual á

$$C = \frac{14}{11,27} = 1,242.$$

El coeficiente medio será igual á

$$C_m = \frac{A}{A'} = \frac{298,41}{160,69} = 1,857.$$

Comparando dicho valor con su análogo en el bloque anterior (1.^a hipótesis) y designándolos por C y C_m, obtendremos la relación

$$r = \frac{C}{C_m} = \frac{1,863}{1,857} = 1,003,$$

que demuestra la casi identidad en la resistencia de ambos bloques.

Resistencia al deslizamiento.—Para su comprobación bastará, conforme se ha detallado para el modelo anterior, calcular el valor de cada una de las componentes tangenciales en los segmentos sucesivos, y los correspondientes á las resistencias debidas al rozamiento y la cohesión.

Dichos cálculos se han agrupado en el siguiente cuadro:

Juntas.	R	Sen. θ .	$T=R \text{ sen. } \theta$ $= P \text{ tg. } \theta$.	$R_t = P \times f$.	$R_c = 1,12 \cdot \Omega$	$R_t + R_c$	$\frac{R_t + R_c}{T}$
Clave	0,248	0,000	0,000	4,263	5,600	9,863	
1. ^a	0,380	0,546	4,823	5,466	Id.	11,066	2,294
Fractura. . .	0,530	0,575	7,082	7,477	Id.	13,077	1,847
2. ^a	0,605	0,545	7,710	8,736	Id.	14,336	1,859
3. ^a	0,820	0,461	8,805	12,533	Id.	18,133	2,059
4. ^a	1,000	0,270	6,290	16,610	Id.	22,210	3,531
5. ^a	1,120	0,055	1,445	19,264	Id.	24,864	17,206
Arranque 6. ^a	1,165	0,213	5,777	19,638	Id.	25,238	4,369
Estribo 7. ^a .	1,173	0,208	5,685	19,779	Id.	25,379	4,464
Base del 8. ^a bloque.)	1,188	0,026	721	20,453	0,00	20,459	28,367

El coeficiente *mínimo* de estabilidad (correspondiente á la junta de fractura) es en este caso:

$$C = \frac{13,077}{7,082} = 1,847.$$

Aunque dicho coeficiente resulta algo menor que los análogos en el bloque anterior, no es en modo alguno porque aumente el valor de la componente tangencial, relativamente al de la componente normal; pues antes bien, la relación de aquella con ésta es más pequeña. En cambio disminuye la resistencia, debida á la cohesión por el menor espesor de la junta; y de aquí la fácil explicación de este pequeño descenso en la resistencia total.

Los coeficientes medios, serán iguales á

$$C'_m = \frac{A'}{A} = \frac{166,659}{50,258} = 3,316$$

para la resistencia debida al rozamiento, y

$$C_m = \frac{A' + A''}{A} = \frac{166,659 + 50,462}{50,258} = \frac{217,121}{50,258} = 4,320$$

para la resistencia total.

En la lámina 62, figura 4.^a, se ha dibujado la curva representativa de estos esfuerzos, y además, en la figura 5.^a se han agrupado ésta y las curvas análogas correspondientes al otro modelo, á fin de verificar más fácilmente su comparación.

Comparando entre sí los coeficientes medios obtenidos para cada bloque en sus hipótesis análogas (bóveda primitiva), resultará igual su relación, representando por C_m el correspondiente al bloque de mayor altura.

y por c_m el del bloque de $1^m,60$, á

$$r = \frac{C_m}{c_m} = \frac{4,546}{4,320} = 1,052$$

como vemos poco mayor que la unidad.

De todo lo expuesto, resulta que el bloque de $1^m,60$ de altura, sometido á la sobrecarga total que hemos considerado de **87.837** kilogramos (ó sea de 24.743 kilogramos por unidad superficial) ofrece condiciones de resistencia casi idénticas al bloque hueco de $2^m,00$ de altura. Pero en cambio, para sobrecargas mayores, resulta superior la estabilidad del segundo modelo, que por su menor peso presenta además mayores facilidades para su remoción.

Comprobación de la magnitud del empuje por la curva de presiones.

Fórmula general.

$$Q = \frac{G \times X}{Y}.$$

En el caso actual, resultan:

$$G = 1,1398 \times 40 \times a \times 2,240 = 26.552 \text{ kilogramos;}$$

$$X = 0^m,166;$$

$$Y = 0^m,764.$$

Sustituyendo, resultará:

$$Q = \frac{26.552 \times 0,166}{0,764} = 5.769 \text{ kilogramos,}$$

que se diferencia en sólo **8** kilogramos del obtenido gráficamente.

TERCERA PARTE

FABRICACIÓN Y ASIENTO DE LOS BLOQUES HUECOS.

En vista de los satisfactorios resultados obtenidos por el cálculo para la resistencia de estos bloques, se ha procedido de acuerdo con lo dispuesto por la Superioridad (Real orden de 24 de Enero de 1885), á verificar los ensayos prácticos para su fabricación y asiento en obra.

Dichos ensayos se han llevado á efecto solamente, para los bloques huecos de **$2^m,00$** de altura, siendo evidente que las conclusiones obtenidas en lo referente al moldeo, son igualmente aplicables á los modelos más pequeños de $1^m,60$ de elevación; y en cuanto al *asiento*, resultarían más ventajosas, toda vez que la objeción que pudiera hacerse contra el empleo de los primeros, por la mayor fatiga á que han de someterse las cadenas y aparatos existentes para su remoción, carecería de fundamento para los segundos, cuyo peso y volumen real son exactamente iguales á los de los bloques macizos ordinarios.

El número de modelos fabricados ha sido de seis, suficiente, en mi concepto, para realizar todas las pruebas prácticas de resistencia, bien colocando los bloques en su posición normal ó definitiva, formando un verdadero trozo ó elemento de muelle sobre el que actúen los esfuerzos usuales, bien sometiendo los restantes á cargas cada vez más considerables, hasta determinar la fractura.

Siendo el principal objeto de estas pruebas el estudio comparativo de los bloques huecos con los macizos de diez metros cúbicos que hasta la fecha han venido empleándose de un modo general, se han construido simultáneamente con aquéllos un cierto número de los segundos, de cuyo modo ha sido en extremo fácil deducir las variaciones producidas por la nueva forma en el moldeo, fraguado y operaciones subsiguientes, y determinar sus respectivas influencias en el coste por unidad de la mano de obra.

Moldes.—Ante todo ha sido necesario el estudio de los moldes más convenientes al modelo especial de que se trata. Dichos moldes han de constar en este caso de dos partes independientes y distintas, á saber: la caja exterior y el núcleo ó *cimbra* para el moldeo de la parte hueca. No creo muy necesaria una explicación muy detallada de la primera, que ha de ofrecer necesariamente una gran analogía con las cajas de uso ordinario, compuestas, como todos saben, de fuertes *bastidores de madera*, en cuya formación pueden adoptarse multitud de combinaciones igualmente satisfactorias, cuyas caras internas presentan una superficie plana continua por medio de tablas machi-hembradas, clavadas directamente á las piezas del marco y reforzados en sus contornos y ensamblajes por barras de hierro forjado, cuyo principal objeto es impedir sus deformaciones y alabeo, bien por efecto de los pesos y empujes interiores, bien por el de las dilataciones producidas por la humedad. Las únicas diferencias esenciales entre este molde exterior (lámina 63) y sus análogos, son en este caso, prescindiendo de su mayor altura y necesario aumento en las escuadrias: 1.º El hueco practicado en uno de los bastidores de frente, con objeto de reconocer con facilidad el molde interior durante la fabricación ó el fraguado, y cuya sección es análoga á la de éste, aunque algo más pequeña, con objeto de servirle de apoyo. 2.º La disposición de las barras de hierro, ó mejor dicho, las *distancias verticales* entre dichos arriostramientos, de tal modo graduados, que compriman el molde en los puntos en que se presume han de producirse las mayores presiones del material. Y 3.º La colocación de las piezas de madera trapezoidales que han de servir para la construcción de las ranuras, y que deben, al mismo tiempo que sus distancias totales queden invariables é iguales á la fijada por los puntos de suspensión en los aparatos (carro hidráulico y torno de embarque), hallarse equidistantes del

centro de gravedad del bloque ($0^m,06$ más próximo del extremo macizo), con objeto de que las cadenas que han de sostenerle trabajen con la posible igualdad y al límite de resistencia previsto.

Cimbra.—La forma del molde interior se presta asimismo á multitud de soluciones diversas, dentro de las condiciones principales á que debe satisfacer, y que son: 1.^a Gran solidez para poderse emplear un número crecido de veces sin deformación de ningún género; 2.^a *Ligera* para la facilidad y economía de sus maniobras, y 3.^a Rapidez extremada en las operaciones de montaje y desarme. Teniendo en cuenta estas bases, difíciles de conciliar, no abrigo la pretensión de que el modelo propuesto (lámina 63) satisfaga cumplidamente al problema. Es uno de tantos como pueden elegirse, y que ha dado en la práctica buenos resultados.

Ante todo, conviene anotar que las secciones de las piezas que forman las cerchas y el número de éstas, son bastante superiores á los resultados teóricos. Pero esto no es de extrañar, teniendo en cuenta la primera condición expuesta y la pequeñez de la carga resultante por metro lineal de cañón ante los mayores esfuerzos transversales que ha de producir el fuerte apisonado del material.

Recordando los principios de la Estática, sabemos, en efecto, que para una bóveda cualquiera apoyada sobre su cimbra, el empuje producido sobre ésta por una sección de aquélla que se considere, es igual á

$$Q = P \cos. \alpha - f \times P \sin. \alpha.$$

llamando

P, al peso de la sección;

α , al ángulo que forma con la vertical, la normal al intradós que pasa por el centro de gravedad de dicha sección;

f, al coeficiente de rozamiento, y

Q, al empuje sobre la cimbra.

De esta igualdad se deduce que para $\text{tg. } \alpha = \frac{1}{f}$ el empuje se reduce á cero. Reemplazando en vez de f, su valor en el caso actual **0,74**, tendremos $\text{tg } \alpha = \frac{1}{0,74}$, de donde $\alpha = 53^{\circ},29' - 30''$; lo que revela que si esta fuese una bóveda ordinaria, todas las dovelas para las que las normales bajadas al intradós desde sus respectivos centros de gravedad formasen con la vertical ángulos superiores al límite obtenido para α , no ejercerían esfuerzo normal sobre la cimbra. En el caso actual, sin embargo, teniendo en cuenta el estado pastoso del material antes del fraguado, debe tomarse para P el peso total de la semi-bóveda, que, como sabemos, es igual á

$$0,904 \times 2\,240 = 2.024 \text{ kilogramos.}$$

Los valores de α , $\text{sen. } \alpha$ y $\text{cos. } \alpha$, son respectivamente

$$\alpha = 42^{\circ}6'; \text{sen. } \alpha = 0,6704; \text{cos. } \alpha = 0,7419;$$

sustituyendo, resulta

$$Q = 1501,61 - 1004,11 = 497^k,50$$

para la semi bóveda, y multiplicando por dos

$$Q = 895 \text{ kilogramos}$$

para el empuje total que gravita sobre la cimbra por unidad de longitud.

Siendo $0^m,50$ la distancia entre cada dos cerchas consecutivas, el peso ó carga sobre cada una será la mitad del anterior. Por lo tanto, la sección transversal de los pies derechos, suponiendo un coeficiente de resistencia por compresión para la madera de 25 kilogramos por centímetro cuadrado, resultaría, con arreglo al cálculo de diez centímetros cuadrados, siendo así que la adoptada es cinco veces mayor ($0,10 \times 0,5$).

Conforme á la teoría de Navier, para estas clases de cimbras, el empuje horizontal en la clave será igual al de la bóveda; luego en $0^m,50$ de longitud de cañón

$$Q = p_2 \times l = \frac{0,50}{2} \times 2240 \times 0,6 = 336 \text{ kilogramos.}$$

La sección correspondiente resulta de catorce centímetros cuadrados, siendo próximamente doble la del modelo elegido, en virtud de la disposición que más adelante se detalla.

Veamos cómo se ha procurado satisfacer las demás condiciones impuestas.

En este molde hay que considerar tres partes diferentes, á saber: la solera intermedia entre la cimbra y la capa inferior de hormigón al nivel del plano de cimientos; la cimbra, propiamente dicha, y finalmente, el fondo ó pared vertical de cerramiento del cañón que separa la parte maciza de la hueca.

La solera se reduce simplemente á un marco formado por dos tablones de $0^m,22 \times 0^m,07$, sentados de plano y arriostrados por dos pequeños traveseros, sujetos con tornillos y encajes á media madera, cuyo único objeto es repartir la presión de la cimbra sobre el lecho inferior, evitando el empotramiento de los pies derechos en el hormigón recién vertido y apisonado.

La cimbra consta de tres elementos: dos de ellos, iguales y simétricos, forman los costados; y el tercero, reducido á una pieza horizontal de madera, que llamaremos *falsa clave*, completa y cierra el sistema. Cada uno de aquéllos se compone de las siete semicerchas arriostradas simplemente entre sí por las tablas marchi-embradas superiores del revestimiento. Cada

cercha comprende, no sólo la parte circular, sino la altura del pequeño es-
tribo de 0^m,33 hasta el plano de la solera.

Pero estas cerchas no llegan hasta el plano medio de la bóveda, verifi-
cándose su enlace en este intervalo, pero sólo en tres de ellas, por medio
de pequeñas barras cuadradas de hierro forjado, sostenidas por medio de
chavetas á dos fuertes tornillos, uno por cada cercha, empotrados en el
extremo de las mismas. De este modo, la cimbra queda en realidad arma-
da y en disposición de soportar la carga sin necesidad de otras piezas; por
lo tanto, la que hemos llamado con toda propiedad *falsa clave*, no tiene por
objeto contribuir á la solidez y trabazón del sistema, sino simplemente
completar el revestimiento superior ó superficie cilíndrica del trasdós, im-
pidiendo que el hormigón que sobre él se vierta caiga al interior de la cim-
bra. Así, pues, y para facilitar además el desarme, como luego veremos, las
juntas de esta pieza con las cerchas, cuyas direcciones inclinables son
opuestas á las de una clave ordinaria, se hallan completamente abiertas en
toda su extensión, exceptuando el borde superior, único en que se verifica el
contacto, y que se halla revestido para evitar su deformación, así como el de
cada uno de los costados, de una delgada plancha de palastro. El extremo
interior de la *falsa clave* se apoya en el *fondo* ó tapa por medio de una
junta biselada, que permite á la primera un cierto giro angular alrededor
de su última arista horizontal. El extremo opuesto presenta en su borde y
parte superior una pequeña caja, de fondo algo inclinado, y revestida tam-
bién con chapa de hierro forjado.

Por último, el *fondo* se compone á su vez de tres partes: una central á
las otras dos y sujetas todas por encajes salientes en sus rebordes al mar-
co formado por las últimas cerchas, de tal modo combinados, así como las
juntas de unas con otras, inclinadas y simétricas con la horizontal, que no
puedan moverse ni quitarse los trozos superior ó inferior sin desprender
el central, único que, por lo tanto, necesita para su unión al marco el au-
xilio de dos fuertes tornillos de hierro.

A fin de comprender más fácilmente el fundamento de esta disposición,
mucho más sencilla en realidad de lo que á primera vista parece y que
permite el desarme rapidísimo de la cimbra en cualquier tiempo del fra-
guado, sin necesidad de recurrir á ningún aparato especial para el descim-
bramiento, de imposible aplicación en este caso, supondremos terminado
el moldeo de un bloque y llegado el momento de extraer el molde interior;
hé aquí la marcha de las operaciones necesarias.

Para esta maniobra son suficientes tres operarios ó peones, aun de los
menos hábiles y diestros. Uno de ellos, penetrando en el fondo del molde,
quita los tornillos del trozo central de la tapa, mientras los restantes aflo-
jan las cerchas con un simple golpe de mazo en las chavetas que sujetan

las tres barras cuadrangulares, pero sin sacarlas del todo, con lo que no podrá caer la *falsa clave* aunque se desprendiera por sí sola. Hecho esto, el primer obrero, valiéndose de una pequeña palanca acodada que introduce entre el reborde del trozo central y el marco, en un punto especial revestido con chapa de hierro, desprende aquél con un pequeño esfuerzo y sucesivamente los otros dos trozos que se quitan ya sin trabajo alguno. Para sacar acto continuo la *falsa clave*, se desprenden por completo las chavetas y barras, y mientras dos obreros la sostienen, el tercero, con un mazo y un punzón, golpea ligeramente en la caja chapeada del extremo anterior para vencer la pequeña adherencia del material.

(Se continuará.)

JULIO VALDÉS,
Ingeniero de Caminos.

PLANO GENERAL DE LA CONCHA DE GIJÓN

PROYECTOS DE PUERTOS DE REFUGIO Y COMERCIAL

(Lámina 68.)

En el plano hidrográfico y topográfico de la costa cantábrica, entre los cabos de Torres y de San Lorenzo, pueden examinar los lectores de la REVISTA los diferentes proyectos estudiados en la Concha de Gijón, ya para mejorar y ampliar el puerto de este nombre, ya para construir uno de refugio en la ensenada del Musel. El asunto tiene larga historia y ofrece triste muestra de lo que es nuestra Administración cuando se trata de resolver asuntos importantes de interés general, en los cuales influencias encontradas oponen obstáculos, á veces insuperables, para llegar á una solución justa y definitiva. Antes de reseñar brevemente las condiciones de los varios proyectos presentados, vamos á indicar las vicisitudes por que ha pasado cada uno de ellos.

Nada menos que á 1855 remonta la fecha de los primeros estudios hechos en la Concha de Gijón, en la parte próxima á la caleta del Musel, para tratar de establecer, al abrigo del cabo de Torres, un puerto de refugio. Interrumpidos durante varios años, fueron reanudados en 1860, terminándose el proyecto en 1862 y siendo aprobado en 1865. El Estado no hizo para llevar á efecto las obras más que otorgar dos concesiones, una á D Próspero Alburquerque y otra á D. José Ruiz de Quevedo. Este último comenzó algunos trabajos para instalar el taller de bloques y otras dependencias, pero