



RELAZIONE DI CALCOLO DELLE OPERE IN C.A.

GENERALITA'

Nella presente relazione vengono esposti i criteri e i procedimenti impiegati per il calcolo delle strutture in c.a. di cui è costituito il canale. Il progetto prevede la realizzazione di un canale in c.a a forma scatolare più ampio di quello a cielo aperto esistente per consentire l'incremento delle portate, una necessità incombente nel prossimo futuro a causa del progressivo aumento delle superfici impermeabilizzanti che occluderanno i canali naturali di deflusso delle acque. Allo stesso tempo i muri perimetrali del canale costituiranno appoggio per la realizzazione di un solaio a due campate, la prima delle quali (appoggiata – appoggiata) è destinata a consentire il parcheggio lato strada, la seconda (a sbalzo) costituirà passaggio pedonale.

In primo luogo le condizioni idrogeologiche dell'area in esame hanno portato alla scelta progettuale fatta a priori della forma scatolare adottata, volta a garantire il necessario grado di incastro ai ritti soggetti a condizioni di carico assai complesse, con particolare riferimento soprattutto alle spinte delle terre e dell'acqua. I ritti sono ancorati a una massiccia soletta di base, e soggetti a un getto monolitico volto a ridurre il rischio di cedimenti differenziali tra i ritti che provocherebbero l'insorgere di stati tensionali aggiuntivi non previsti.

MATERIALI UTILIZZATI

CALCESTRUZZO	Rck = 300
FERRO	Fe B 44 K

MURI PERIMETRALI

Nello schema statico adottato i muri perimetrali in questione vengono calcolati come mensole incastrate nella soletta di base. Le azioni agenti sono:

- spinta delle terre
- azione orizzontale generata dal sovraccarico
- spinta idrostatica
- peso proprio muro
- carichi verticali trasferiti dal solaio



Si considera per il progetto il muro più sollecitato (quello a destra), vale a dire il muro che è soggetto alla spinta delle terre ed ha una superficie di solaio di competenza maggiore (metà solaio + sbalzo). I calcoli saranno estesi anche al muro di sinistra che, per altro, si accosta semplicemente al muro esistente in pietra e di conseguenza è meno sollecitato.

SPINTA DELLE TERRE

Ipotizzando il livello di falda al di sotto del fondo del muro (non considerando cioè eventuali spinte idrostatiche nel terreno) e considerando con buona approssimazione la presenza, per tutta la profondità del muro, di terreno di riporto costipato e battuto che verrà posizionato in un secondo momento nell'ambito del progetto del Terminal Turistico, è possibile desumere il diagramma delle pressioni del terreno e di conseguenza calcolare la spinta esercitata dal terreno stesso.

Il diagramma delle pressioni è chiaramente di tipo lineare e segue la legge secondo cui la pressione attiva P_a esercitata dal terreno sul muro di contenimento risulta per qualsiasi valore di profondità z dal piano di posa:

$P_a = K_a \gamma z - 2 c \sqrt{K_a}$, dove ponendo $c = 0$ per terreni non coesivi si ottiene una distribuzione delle pressioni triangolari secondo cui:

$$P_a = K_a \gamma z$$

Nel nostro caso si ha:

$$\text{per } z = 0, \quad P_a = 0 \text{ Kg / mq}$$

$$\text{per } z = H = 2,50 \text{ ml} \quad P_a = 1500 \text{ Kg / mq}$$

Il valore della spinta è l'area del diagramma triangolare ed applicata nel baricentro del diagramma stesso, vale a dire nel terzo medio (ad $H / 3$). La spinta vale per la fascia di un metro:

$$S_t = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a \quad \text{e nel nostro caso} \quad S_t = 1875 \text{ Kg / ml}$$

Dove:

Z: generico valore della profondità del terreno

K_a (coefficiente di spinta attiva) = $\text{tg}^2 (45^\circ - \alpha / 2) = 1 - \sin \alpha / 1 + \sin \alpha = 0,3$

γ (peso specifico del terreno saturo) : 2000 Kg / mc

α (angolo di natural declivio o di attrito interno per terra di riporto costipata e battuta) : 30°

c (valore di coesione preso come parametro di resistenza al taglio) = 0 (in generale)

H (altezza del muro al netto della base di fondazione) : 2.50 ml



AZIONE ORIZZONTALE GENERATA DAL SOVRACCARICO

Si considera anche che la realizzazione dello sbalzo è resa necessaria dal garantire l'immediata fruibilità del tratto in attesa del completamento del progetto del Terminal. In una seconda fase, infatti, il regime statico si modificherà in quanto lo sbalzo, pur progettato come tale, sarà appoggiato per intero sul terreno di riempimento in quanto quest'ultimo sarà portato per l'appunto all'intradosso dello sbalzo. Dovremo considerare per tanto sul terreno un carico aggiuntivo q_{sb} che si tradurrà in una ulteriore spinta sul muro di contenimento. Valutiamo tale carico come

$$q_{sb} = q \text{ proprio} + q \text{ permanente} + q \text{ accidentale}$$

$$q_{sb} = 500 \text{ Kg} / \text{mq} + 500 \text{ Kg} / \text{mq} + 600 \text{ Kg} / \text{mq} = 1600 \text{ Kg} / \text{mq}$$

Tale carico " appoggiato " sul terreno produce una pressione addizionale $P_{sb} = K_a q_{sb}$ con diagrammi di distribuzione costanti con la profondità. La spinta S_{sb} dovuta al sovraccarico che ne consegue, applicata nel baricentro del diagramma delle pressioni (ad $H / 2$) vale dunque:

$$\text{Pressione addizionale costante: } P_{sb} = K_a q_{sb} = 480 \text{ Kg} / \text{mq}$$

$$\text{Spinta aggiuntiva dovuta al sovraccarico: } S_{sb} = K_a q_{sb} H = 1200 \text{ Kg} / \text{ml}$$

SPINTA IDROSTATICA

Consideriamo anche il carico idrostatico massimo che può agire all'intradosso del muro di progetto preso in considerazione. Tale modo di procedere, valido nel progetto di muri di contenimento di cisterne in cui l'acqua è in stato di quiete, è per altro valido nel calcolo di muri di contenimento di acqua in stato di moto, non potendo trascurare infatti la pressione che questa esercita durante il suo flusso lungo le pareti perimetrali.

Il diagramma delle pressioni è di tipo lineare e triangolare e segue la legge:

$$P_w = \gamma_w h_w$$

$$\gamma_w: \text{ peso specifico dell'acqua} = 1000 \text{ Kg} / \text{mc}$$

$$h_w: \text{ altezza generica dell'acqua}$$

Nel nostro caso, ipotizzando il massimo livello di acqua a circa 0.50 ml dall'intradosso del solaio, è possibile tracciare il diagramma delle pressioni :

$$\text{Per } h_w = 0, \quad P_w = 0$$

$$\text{Per } h_w = 2 \text{ ml}, \quad P_w = 2000 \text{ kg/mq}$$

Il valore della spinta dell'acqua, applicato al solito al terzo medio del diagramma delle pressioni sarà per tanto:

$$S_w = \frac{1}{2} \gamma_w H^2 = 2000 \text{ Kg} / \text{ml}$$



PESO PROPRIO DEL MURO

Consideriamo ora il carico stabilizzante dovuto al peso del muro, che si trasferisce al piede del muro stesso

$$P_p = \text{Peso proprio del muro (fascia = 1 ml): } 0.35 \text{ ml} \times 1.00 \text{ ml} \times 2.50 \text{ ml} \times 2500 \text{ Kg/mc} = 2188 \text{ kg}$$

CARICHI VERTICALI TRASFERITI DAL SOLAIO

Si considerano ora i carichi verticali trasferiti dal solaio ai muri. In realtà il traverso caricato trasferisce anche una certa aliquota di momento flettente ai ritti, una aliquota che questi assorbono in funzione della loro rigidezza. Nel nodo, infatti, ipotizzando prima di bloccare qualsiasi rotazione con un morsetto e costituendo la condizione di incastro perfetto, lo sbalzo e il solaio trasferiscono i momenti di incastro perfetto. Togliendo il morsetto, per l'equilibrio di nodo alla rotazione nel nodo avremo un momento squilibrante dM che si ripartisce tra le tre aste che convergono nel nodo stesso a seconda della rigidezza. Come si vede in allegato solo una piccola aliquota di dM viene assorbita dal ritto, aliquota che si trasferisce all'incastro con coefficiente $\frac{1}{2}$ e quindi si riduce ulteriormente nella sezione di incastro.

L'aliquota in questione dunque la stimiamo assai piccola rispetto alle altre sollecitazioni flessionali cui il ritto è sottoposto, ragion per cui viene trascurata.

Ai fini pratici risolvendo il nodo consideriamo dunque la sola equazione di equilibrio alla traslazione verticale, risultando assenti sollecitazioni orizzontali (eventuali sollecitazioni assiali causate da dilatazioni termiche si trascurano, considerando le aste indeformabili assialmente) e trascurabili le sollecitazioni flessionali trasferibili sul ritto.

Carichi verticali trasferiti dal solaio:

Carichi verticali solaio appoggiato - appoggiato

Peso proprio :	$q_{pp} = 500 \text{ kg/mq} \times 1,00 \text{ ml} = 500 \text{ kg/ml}$
Sovraccarico permanente:	$q_{sp} = 500 \text{ kg/mq} \times 1,00 \text{ ml} = 500 \text{ kg/ml}$
Carico accidentale:	$q_{ac} = 1300 \text{ kg/mq} \times 1,00 \text{ ml} = 1300 \text{ kg/ml}$
Carico complessivo del solaio a metro lineare:	$q_{sol} = 2300 \text{ Kg/ml}$

Carichi verticali sbalzo :

Peso proprio :	$q_{pp} = 500 \text{ kg/mq} \times 1,00 \text{ ml} = 500 \text{ kg/ml}$
Sovraccarico permanente:	$q_{sp} = 500 \text{ kg/mq} \times 1,00 \text{ ml} = 500 \text{ kg/ml}$
Carico accidentale:	$q_{ac} = 600 \text{ kg/mq} \times 1,00 \text{ ml} = 600 \text{ kg/ml}$
Carico complessivo del solaio a metro lineare:	$q_{sb} = 1600 \text{ Kg/ml}$



Essendo inoltre:

$$l_{sol} = \text{luce asse} - \text{asse del solaio appoggiato} - \text{appoggiato} = 4.85 \text{ ml}$$

$$l_{sb} = \text{luce asse} - \text{filo dello sbalzo} = 1.80 \text{ ml}$$

$$V_b = \text{Reazione vincolare in B} = q_{sol} l_{sol} / 2 = 5578 \text{ Kg/ml}$$

$$V_c = \text{Reazione vincolare in C} = q_{sb} l_{sb} = 2880 \text{ kg/ml}$$

$$V_a = \text{Reazione vincolare nel nodo A}$$

$$V_a = V_b + V_c = q_{sol} l_{sol} / 2 + q_{sb} l_{sb} = 8458 \text{ kg/ml}$$

Le reazioni vincolari delle aste per il principio di azione – reazione si trasferiscono sul nodo. Per l'equilibrio di nodo alla traslazione verticale nel nodo abbiamo V_a . Di conseguenza sul ritto per il principio di azione – reazione deve risultare anche:

$$R_a = V_a = 8458 \text{ kg/ml.}$$

Alla base del ritto dovremo considerare anche il suo peso proprio, per tanto il carico di progetto del muro, per una fascia lineare di 1 ml, risulta essere la somma del carico trasferito dal solaio e del suo peso proprio, vale a dire:

$$N = R_a + P_p = 8458 \text{ Kg/ml} + 2188 \text{ kg/ml} = 10646 \text{ Kg/ml}$$

Al piede del ritto, che verrà progettato come una mensola perfettamente incastrata soggetta a flessione semplice e sforzo normale, la spinta dell'acqua produce un momento orario M^- rispetto al polo 0 (luogo dell'incastro), mentre la spinta delle terre e del sovraccarico che si ipotizza agire lungo la spalla del ritto, producono un momento antiorario M^+ rispetto allo stesso polo 0.

Sarebbe errato valutare il momento M di progetto come la differenza tra i due valori, in quanto non sempre è garantita la presenza della spinta dell'acqua e per altro non sarebbe sempre garantito il valore di progetto. Si prenda in considerazione dunque il valore del momento più gravoso dei due (la spinta delle terre) come valore di progetto.

I momenti agenti nel polo 0 risultano:

$$M^+ = S_{sb} 1.25 \text{ ml} + S_t 0.84 \text{ ml} = 1875 \text{ kg/ml} \times 1.25 \text{ ml} + 1200 \text{ kg/ml} \times 0.84 \text{ ml} = 3352 \text{ kg ml/ml}$$

$$M^- = S_w 0.66 \text{ ml} = 2000 \text{ kg/ml} \times 0.66 \text{ ml} = 1320 \text{ kg ml/ml}$$

$$M^+ > M^- \quad \rightarrow \quad M^+ \text{ momento di progetto}$$



PROGETTO DELLA SEZIONE

Con riferimento alla sezione di cls aventi le dimensioni $b = 100$ cm ed $h = 35$ cm, questa risulta soggetta a una sollecitazione di presso flessione (compressione + flessione), per cui al piede agisce una forza assiale di compressione applicata in un punto diverso dal baricentro. I valori di progetto risultano:

N: 10646 kg

M: 3352 kg ml

Per cui, supponendo l'armatura simmetrica (armatura delle fibre tese = armatura delle fibre compresse) e quindi il baricentro della sezione G coincidente col baricentro della sezione ideale reagente G_0 , risulta il valore dell'eccentricità come la distanza del centro delle pressioni dal baricentro geometrico della sezione e pari a :

$$e = M / N = 0.32 \text{ ml} = 32 \text{ cm}$$

poichè $e_{lim} = h / 3 = 35 \text{ cm} / 3 = 11,6 \text{ cm}$, risulta essere:

$e > e_{lim} \rightarrow$ sezione parzializzata

Il centro di pressione risulta maggiore del terzo medio e dunque esterno al nocciolo, per tanto la sezione reagente (parzializzata) è composta dall'area di calcestruzzo compresso e dalle fibre tese e compresse. Risulta incognita tanto la posizione dell'asse neutro (intesa come la sua stessa distanza dal lembo compresso) e quindi la quantità di cls reagente, quanto le armature necessarie.

Si potrebbero utilizzare equazioni di congruenza e di equilibrio sia alla traslazione che alla rotazione, ma per semplicità, come prescritto dalla normativa, ci serviamo degli abachi per trovare le suddette quantità.

Calcolando il coefficiente

$$e / h = 32 \text{ cm} / 35 \text{ cm} = 0.91$$

esso rientra nell'intervallo considerato dagli abachi, per tanto sarà opportuno progettare la sezione a presso flessione.

Fisso i seguenti valori:

percentuale di armatura in zona tesa:

$$\mu = (A_s / bh) 100$$

percentuale di armatura in zona compressa:

$$\mu' = (A'_s / bh) 100$$

rapporto tra le percentuali di armatura un zona tesa e compressa:

$$\rho = \mu / \mu' = 1$$

copriferro inferiore e superiore:

$$\delta = d' = 0.10 h$$

Ricavo inoltre la tensione convenzionale media nel cls:

$$\sigma_{cm} = N / bh = 3.04 \text{ kg/cm}^2$$



Inoltre per $R_{ck} = 300$ il valore ammissibile a compressione semplice risulta essere:

$$\sigma_{c\text{ amm}} = 60 + (R_{ck} - 150) / 4 = 97.5 \text{ kg/cm}^2$$

Per presso flessione la tensione max raggiungibile deve esserelo 0.7 della precedente, dunque:

$$\sigma'_{c\text{ amm}} = 0.7 \sigma_{c\text{ amm}} = 68.25 \text{ kg/cm}^2$$

Fisso come valore di progetto il tasso di lavoro del cls

$$\sigma_{c\text{ lav}} = 40 \text{ kg/cm}^2$$

Ricavo il parametro richiesto dall'abaco:

$$k = \sigma_{c\text{ lav}} / \sigma_{cm} = 13.15$$

Dall'abaco si ricava dalla prima famiglia di curve per $k = 13.15$ ed $e/h = 0.91$:

$$\mu' = \mu = 0.2 \%$$

Di conseguenza:

Armatura necessaria in zona tesa:

$$A_s = \mu bh / 100 = 7 \text{ cm}^2$$

Armatura necessaria in zona compressa:

$$A'_s = \mu' bh / 100 = 7 \text{ cm}^2$$

Disponiamo dunque:

$$\text{in zona tesa,} \quad 1 \Phi 16 / 25 \text{ cm} \rightarrow 4 \Phi 16 / \text{ml} = 8 \text{ cm}^2 > 7 \text{ cm}^2$$

$$\text{in zona compressa,} \quad 1 \Phi 16 / 25 \text{ cm} \rightarrow 4 \Phi 16 / \text{ml} = 8 \text{ cm}^2 > 7 \text{ cm}^2$$

Sempre dall'abaco, dalla seconda famiglia di curve si ricava la posizione dell'asse neutro e quindi la quantità di cls reagente:

$$X_c / h = 0.3 \rightarrow X_c = 0.3 h = 10.5 \text{ cm}$$

A questo punto si verifica che la tensione di lavoro delle armature sia tese che compresse sia inferiore al valore ammissibile per l'acciaio Fe B 44 K (poniamo cautelativamente $\sigma_{s\text{ amm}} = 2200 \text{ Kg / cm}^2$)

$$\sigma_s = \sigma'_s = n \sigma_{c\text{ lav}} (d - X_c) / X_c < \sigma_{s\text{ amm}} \quad \rightarrow \quad 1115 \text{ kg/cm}^2 < 2200 \text{ kg/cm}^2$$



dove:

n: 15

$\sigma_{c\text{ lav}} = 40 \text{ Kg/cm}^2$

$d = 35 \text{ cm} - 5 \text{ cm} = 30 \text{ cm}$

$X_c = 10.5 \text{ cm}$

Risulta opportuna una ulteriore verifica di sicurezza nei confronti della instabilità elastica:

$$\sigma_c = N^* / A_i < \sigma_{c\text{ amm}} \rightarrow 5 \text{ Kg / cm}^2 \ll 68.25 \text{ Kg / cm}^2$$

dove:

sforzo normale sfavorevole: $N^* = w N$ con $w = 1.5$

Aria di cls ideale reagente: $A_i = A_c + n A_s$ essendo $A_c = bh$, $n=15$ e $A_s = 8+8=16\text{cm}^2$

ARMATURA DI RIPARTIZIONE

Risulta necessario prevedere una apposita armatura di ripartizione longitudinale, tanto in funzione della necessità di portare entro parametri accettabili la lunghezza libera di inflessione per la barre di acciaio volte ad assorbire i carichi, quanto per la necessità di rispondere adeguatamente alle spinte della terra e dell'acqua.

$$A_{s\text{ rip.}} = 30 \% A_s = 4.8 \text{ cm}^2$$

In fase di progetto si dispongono: 1 $\Phi 14 / 25 \text{ cm}$ alternati, cioè $9 \Phi 14 / \text{ml} = 13.86 \text{ cm}^2 > 4.8 \text{ cm}^2$

SOLETTA DI BASE

Una funzione fondamentale viene eseguita dal solettone di base, tenuto spesso $S = 40 \text{ cm}$ in modo da risultare più rigido dei muri di sostegno. Esso sarà eseguito con un getto monolitico in modo da risultare solidale con i muri stessi e ridurre al minimo il rischio di cedimenti differenziali tra i due muri. La soletta inoltre garantisce la verifica a scorrimento e ribaltamento del muro, nonché ci consente di esimerci dal verificare l'insorgenza di eventuali stati tensionali di trazione alla base del muro. Essa sarà armata con una doppia rete $\Phi 12$ a maglia 25×25 , con un infittimento a maglia 15×15 lungo i tratti terminali (almeno 60 cm). L'infittimento è necessario a garantire la condizione di incastro perfetto dei muri alla soletta, condizione per cui si intende irrigidire il nodo di base tra soletta e muro.



CRITERI DI PROGETTO PER IL SOLAIO

Il solaio è stato dimensionato come soggetto ai seguenti carichi:

Carichi verticali solaio appoggiato - appoggiato

Peso proprio :	$q_{pp} = 500 \text{ kg/ml}$
Sovraccarico permanente:	$q_{sp} = 500 \text{ kg/ml}$
Carico accidentale:	$q_{ac} = 1300 \text{ kg/ml}$
Carico complessivo del solaio a metro lineare:	$q_{sol} = 2300 \text{ Kg/ml}$

Carichi verticali sbalzo :

Peso proprio :	$q_{pp} = 500 \text{ kg/ml}$
Sovraccarico permanente:	$q_{sp} = 500 \text{ kg/ml}$
Carico accidentale:	$q_{ac} = 600 \text{ kg/ml}$
Carico complessivo del solaio a metro lineare:	$q_{sb} = 1600 \text{ Kg/ml}$

Attraverso lo studio di tutte le possibili condizioni di carico emerge che:

$M_{max} (\text{campata}) =$	5000 Kg ml / ml
$T_{max} (\text{appoggio intermedio 2}) =$	6250 Kg/ml

In considerazione del diagramma del momento flettente sono state disposte le armature in modo da coprire adeguatamente il diagramma effettivo con il diagramma del momento resistente.

In considerazione tanto del sovraccarico agente, che della luce netta tra gli appoggi 1 e 2, si procede con un solaio di altezza $H = 25 + 5$ a doppio travetto.

A fronte di un costo maggiore e di un aumento di peso proprio, la scelta di cui prima produce un notevole miglioramento del comportamento della sezione a flessione e a taglio. Dalla scienza delle Costruzioni è noto che, con buona approssimazione, la tensione tangenziale di lavoro può essere calcolata con la formula:

$$\tau = T / 0.9 b_0 h$$

dove:

T : valore del taglio prodotto dai carichi esterni

b_0 : larghezza della sezione reagente

h : altezza utile della sezione

In considerazione di sollecitazioni taglianti assai elevate agli appoggi, per contenere il valore di τ entro quello ammissibile, si è deciso di aumentare i valori di b_0 e di h, volendo mantenere un calcestruzzo $R_{ck} = 300$ e non potendo in alcun modo diminuire il valore di T.



Nel caso di solai a travetti prefabbricati l'aumento della sezione reagente di cls per ml si ottiene passando dal travetto al doppio travetto, mentre portando l'altezza del solaio ad $h = 30$ cm oltre ad incrementare il denominatore della relazione di cui sopra e quindi a diminuire la τ di lavoro, si irrigidisce il solaio nella direzione della flessione riducendo il rischio della fessurazione.

Per $R_{ck} = 300$ Kg/cm²,

$$\tau_{amm} = 4 + (R_{ck} - 150) / 75 = 6 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\tau = T_{max} / 0.9 b_0 h = 6.64 \text{ Kg/cm}^2 > \tau_{amm}$$

dove:

$$T_{max} = 6250 \text{ Kg/ml}$$

$$b_0 = 38.7 \text{ cm su una striscia larga 1 metro per travetto doppio (per travetto singolo } b_0 = 24 \text{ cm)}$$

$$h = 30 \text{ cm} - 3 \text{ cm (copriferro)} = 27 \text{ cm}$$

Poiché la τ di lavoro in corrispondenza dell'appoggio 2 risulta maggiore della τ_{amm} , nonostante gli accorgimenti presi sarà necessaria la disposizione di una fascia piena che dovremo opportunamente dimensionare. Dovremo imporre che nella sezione più esterna (immediatamente al di là di quella di attacco dei travetti) il taglio agente sia uguale al taglio resistente.

$$T_r = \tau_{amm} 0.9 b_0 h = 5642.46 \text{ kg/ml}$$

La sezione di taglio nullo, a partire dall'appoggio 2, si trova alla distanza

$$z = T_{max} / q = 2.72 \text{ ml}$$

Dove:

$$T_{max} = 6250 \text{ Kg/ml}$$

$$q = 500 + 500 + 1300 = 2300 \text{ Kg / ml}$$

Dalla similitudine dei triangoli si ricava la fascia piena f strettamente necessaria a partire dall'asse del muro:

$$T_r / T_{max} = (z - f) / z \rightarrow f = z - (T_r / T_{max}) z \rightarrow f = 0.27 \text{ ml} = 27 \text{ cm}$$

Dove:

$$T_r = 5642.46 \text{ kg/ml}$$

$$T_{max} = 6250 \text{ Kg/ml}$$

$$z = 2.72 \text{ ml}$$



Per quanto concerne la fascia piena da prevedere sullo sbalzo, risulta che:

$$\tau = T_{\max} / 0.9 b_0 h = 4.25 \text{ Kg / cmq} < \tau_{\text{amm}}$$

Dove:

$$T_{\max} = 4000 \text{ Kg/ml}$$

$$b_0 = 38.7 \text{ cm su una striscia larga 1 metro per travetto doppio (per travetto singolo } b_0 = 24\text{cm)}$$

$$h = 30 \text{ cm} - 3 \text{ cm (copriferro)} = 27 \text{ cm}$$

Non sarebbe necessario in questo caso la fascia piena per assorbire gli sforzi di taglio a sinistra dell'appoggio 2, risultando sufficiente la quantità di cls reagente prevista nella larghezza di solaio di 1 ml gettato in opera per lo sbalzo. Poiché infatti lo sbalzo è in continuità con il solaio (condizione ottimale per ridurre il momento in campata cui saranno soggetti i travetti), la sezione reagente di cls in 1 ml sarà la medesima di quella considerata per il travetto doppio.

Risulta necessaria, prima di definire le fascie piene in progetto, la verifica del collegamento dei travetti alle strutture portanti per aderenza, assicurando perciò alla testata dei travetti una penetrazione di lunghezza opportuna in una zona massiccia di cls. In linea prudenziale si suppone che lo sforzo tagliante T si trasferisca dal travetto al cordolo del muro per aderenza τ_{ad} che si esplica essenzialmente sulle facce laterali del travetto: in fatti questo sotto l'effetto del taglio T tende a scorrere e dunque a sfilarsi. Deve essere che:

$$S_p > (i \times T) / (S_{\text{ad}} \times \tau_{\text{ad}})$$

Dove:

$$S_p = \text{Lunghezza di penetrazione del travetto}$$

$$i = \text{interasse dei travetti} = 0.62 \text{ per solaio a doppio travetto (} i = 0.50 \text{ per solaio a travetto singolo)}$$

$$T = \text{Taglio agente sulla sezione}$$

$$S_{\text{ad}} = \text{Superficie di aderenza} = 4 h_{\text{travetto}} = 4 \times 9 = 36 \quad (S_{\text{ad}} = 2 h_{\text{travetto}} \text{ per solaio a travetto singolo)}$$

$$\tau_{\text{ad}} = \text{Tensione max di scorrimento} = 4.5 \text{ Kg / cmq per superfici scabre}$$

N.B. L'aderenza del travetto (o del doppio travetto come nel nostro caso) si esplica sostanzialmente attraverso il contatto della sua superficie laterale con il cls e si può esprimere in funzione dell'altezza del travetto stesso. Naturalmente per il travetto doppio la superficie di contatto raddoppia rispetto al travetto singolo.

Appoggio 2: a sinistra $T = 6250 \text{ kg/ml}$

$$S_p > (i \times T) / (S_{\text{ad}} \times \tau_{\text{ad}}) \rightarrow S_p > 24 \text{ cm}$$



Per quanto riguarda lo sbalzo il calcolo non è molto significativo in quanto questo è gettato in opera. In ogni caso:

Appoggio 2: a destra $T = 4000 \text{ kg/ml}$

$$S_p > (i \times T) / (S_{ad} \times \tau_{ad}) \rightarrow S_p > 15 \text{ cm}$$

I calcoli effettuati con riferimento all'appoggio 2 ci consentono di dire che la fascia piena deve essere almeno 27 cm dall'asse del muro per assorbire gli sforzi di taglio e quindi dovrebbe staccarsi dal filo del muro di una quantità almeno pari a:

1) FASCIA PIENA MIN DAL FILO DEL MURO (VER. A TAGLIO): $27 - 17.5 = 9.5 \text{ cm}$

Potremmo adottare dunque una fascia piena di 15 cm per tenerci tranquilli ($15 \text{ cm} > 9.5 \text{ cm}$), ma in questo caso tale lunghezza non sarebbe comunque sufficiente a garantire l'ancoraggio dei travetti nella fascia piena. Poiché i travetti devono penetrare nella fascia piena almeno di 24 cm, considerando che questi possono essere disposti a partire dal cordolo armato utilizzando i 5 cm di copriferro, dobbiamo verificare anche la condizione più restrittiva:

2) FASCIA PIENA MIN DAL FILO DEL MURO (VER. AD ANCORAGGIO): $24 - 5 = 19 \text{ cm}$

La fascia piena (filo muro) di progetto all'appoggio 2 che verifica ambo le condizioni (assorbimento del taglio ed ancoraggio dei travetti) dovrà essere $>$ di 9.5 cm e $>$ di 19 cm. Essa sarà:

FASCIA PIENA DI PROGETTO: 20 cm

N.B. Il calcolo della fascia piena all'appoggio 1 ci condurrebbe a valori più contenuti, ma si è preferito prevedere all'appoggio 1 la medesima fascia piena come calcolata per l'appoggio 2, per tutelarci ulteriormente da improvvisi incrementi di sollecitazioni taglienti che potrebbero modificare il regime delle sollecitazioni.



P.I.S. n. 11 "Barocco Pugliese" – finanziamento POR 2000-2006 mis. 4.16

COMUNE DI ALBEROBELLO

"Riorganizzazione area a parcheggio a servizio delle strutture ricettive in L.go Martellotta"

ALLEGATI GRAFICI