

Comune di Ancona
Provincia di ANCONA

FASCICOLO RELAZIONI

RELAZIONE TECNICA ED ILLUSTRATIVA B
RELAZIONE DI CALCOLO C

OGGETTO:

**RIPARAZIONE DI ALCUNE PARTI STRUTTURALI DI
UNO SCALO DI ALAGGIO**

COMMITTENTE:

NAUTI SERVICE F.LLI CAGNONI

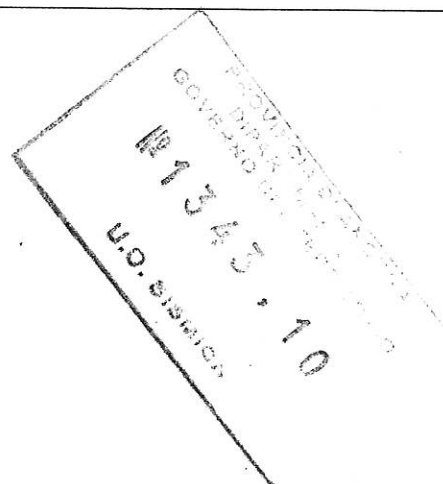
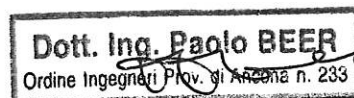
Ancona, 20/09/2010

Il Progettista

Ing. PAOLO BEER

Il Direttore dei Lavori

Ing. PAOLO BEER



RELAZIONE TECNICA-ILLUSTRATIVA

- DESCRIZIONE GENERALE OPERA

Oggetto della presente relazione illustrativa e del progetto allegato è la riparazione locale di parti strutturali di uno scalo di alaggio di proprietà della NAUTI SERVICE in zona ZIPA di ANCONA.

L'intervento riguarderà quindi singole parti della struttura e interesserà porzioni della costruzione.

Nello specifico saranno consolidate, con opportuni staffaggi e ripristino di armatura resistente le travi precomprese del tipo PAIL 110 nonché le solette a sbalzo di perimetro al piano di alaggio. I manufatti deteriorandosi nel tempo grazie al continuo contatto con il mare e quindi ai ricorrenti spruzzi di acqua salina, alle onde ed alle maree presentano espulsione del copriferro dove in alcuni casi si nota una notevole ossidazione dei ferri di campata. Il ripristino e la riparazione del copriferro del calcestruzzo danneggiato per ossidazione dei ferri d'armatura verrà realizzato attraverso una malta monocomponente tissotropica fibrorinforzata resistente ai solfati (tipo MAPEGROUT)

Il degrado persistente dovuto alla mancata manutenzione nel tempo rischia di compromettere l'intera struttura del molo di alaggio. In generale si può affermare che interventi di questo tipo non cambino significativamente la rigidità degli elementi strutturali e quindi non peggiorino la resistenza e la capacità di deformazione ai fini del comportamento rispetto alle azioni orizzontali. Il provvedimento mira a riportare l'opera alla condizione di operatività originaria.

MATERIALI IMPIEGATI E RESISTENZE DI CALCOLO

Per la realizzazione dell'opera in oggetto saranno impiegati i seguenti materiali:

PER IL RIPARO DEGLI SBALZI

Calcestruzzo tipo **C35/45 COME COPRIFERRO 6cm** (Resistenza caratteristica $R_{ck} = 45,0 \text{ N/mm}^2$) armato con barre di acciaio ad aderenza migliorata tipo Acciaio **B450C** (Resistenza caratteristica $F_{yk} = 440,0 \text{ N/mm}^2$)

Per aderire al meglio alla vecchia struttura si realizzerà una **PIOLATURA** con tondini di acciaio B450C ogni 25cm sullo sviluppo parallelo ai ferri di calcolo

Le superfici in calcestruzzo, oggetto della ricostruzione, saranno fortemente irruvidite ed il copriferro aggiunto, verrà saldamente ancorato al vecchio getto grazie ad una malta premiscelata monocomponente a base cementizia, composta da leganti idraulici resistenti ai solfati, fibre sintetiche in poliacrilonitrile, inibitore di corrosione organico (TIPO MAPEGROUT).

Caratteristiche malta (TIPO MAPEGROUT)

Massa volumica dell'impasto (kg/mc): 2100-2200

Spandimento (UNI 7044/72) (%): 40-80

Resistenza a compressione (N/mm²): ≥ 60 (a 28 gg)

Resistenza a flessione (N/mm²): $\geq 9,0$ (a 28 gg)

Modulo elastico statico a compressione (N/mm²): 27000

Adesione al supporto (N/mm²): ≥ 2

Avendo riporti di malta superiori a 2 cm, si dovrà prevedere anche l'inserimento di reti che ripartiscono e contrastano.

PER IL RIPARO DELLE TRAVI IN PRECOMPRESSO

Acciaio tipo **S275** (Resistenza caratteristica $F_{yk} = 275,0 \text{ N/mm}^2$) per la realizzazione delle strutture metalliche di riparo in campata(laminati a caldo con profili a sezione aperta) e per la staffatura di ancoraggio ed adesione. Tutto il ferro verrà zincato a caldo e successivamente verniciato per ripararlo dai fenomeni ambientali.

Per rendere collaboranti le diverse parti quali: calcestruzzo esistente e carpenteria di acciaio(profilo ad L in campata) si realizzerà un sistema di connessione simile alla staffatura di una trave collegando tra loro i sistemi con opportune bullonature. (VDS TAVOLE PROGETTO)

Oltre a questo, per una maggiore aderenza al calcestruzzo da parte dei profili situati in campata adotteremo delle resine epossidiche. Le superfici in calcestruzzo, oggetto della ricostruzione, saranno fortemente irruvidite ed il copriferro aggiunto per il riparo localizzato, verrà saldamente ancorato al vecchio getto grazie ad una malta premiscelata tissotropica monocomponente a base cementizia, composta da leganti idraulici resistenti ai solfati, fibre sintetiche in poliacrilonitrile, inibitore di corrosione organico (TIPO MAPEGROUT).

MATERIALI

Calcestruzzo C35/45:

- Peso per unità di volume del calcestruzzo: 24 kN/m^3
- Peso per unità di volume del calcestruzzo armato: 25 kN/m^3
- Resistenza caratteristica cubica $R_{ck} = 450 \text{ Kg/cm}^2 = 45 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza caratteristica cilindrica $f_{ck} = R_{ck} \cdot 0.83 = 37,35 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza media cilindrica $f_{cm} = f_{ck} + 8 = 45,35 \text{ N/mm}^2$
- Modulo di elasticità: $E_c = 22.000 \cdot [f_{cm} / 10]^{0.3} = 34.625 \text{ N/mm}^2$
- Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo: $\gamma_c = 1,5$
- Resistenza media a trazione semplice: $f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 3,34 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza media a trazione per flessione $f_{ctm} = 1,2 f_{ctm} = 4,01 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza caratteristica a trazione (al frattile del 5%):
 $f_{ctk} = 0,7 f_{ctm} = 2.81 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza di calcolo a trazione (al frattile del 5%):
 $f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_c} = 1,87 \text{ N/mm}^2$
- Coefficiente di dilatazione termica: $\alpha_{cT} = 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$

Voce di capitolato

Calcestruzzo a prestazione garantita, in accordo alla UNI EN 206-1, per strutture aeree in zona marina in contatto diretto con l'acqua di mare, in classe di esposizione XC4+XS3 (UNI 11104), R_{ck} 45 N/mm², Classe di consistenza S4/S5 o slump di riferimento 230 ± 30 mm, D_{max} 32 mm, Cl 0,4

PRESCRIZIONI DI CAPITOLATO**Prescrizioni per gli ingredienti utilizzati per il confezionamento del conglomerato**

A1) Acqua di impasto conforme alla UNI-EN 1008

A2) Additivo superfluidificante conforme ai prospetti 3.1 e 3.2 o superfluidificante ritardante conforme ai prospetti 11.1 e 11.2 della norma UNI-EN 934-2

A3) Additivo ritardante (eventuale solo per getti in climi molto caldi) conforme al prospetto 2 della UNI-EN 934-2

A4) Aggregati provvisti di marcatura CE conformi alle norme UNI-EN 12620 e 8520-2. Assenza di minerali nocivi o potenzialmente reattivi agli alcali (UNI-EN 932-3 e UNI 8520/2) o in alternativa aggregati con espansioni su prismi di malta, valutate con la prova accelerata e/o con la prova a lungo termine in accordo alla metodologia prevista dalla UNI 8520-22, inferiori ai valori massimi riportati nel prospetto 6 della UNI 8520 parte 2.

A5) Cemento CEM III o CEM IV 42,5R conforme alla norma UNI-EN 197-1 (In alternativa CEM II e cenere volante o fumo di silice in parziale sostituzione del cemento in accordo alla UNI EN 206-1 e UNI 11104)

A6) Ceneri volanti e fumi di silice conformi rispettivamente alla norma UNI-EN 450 e UNI-EN 13263 parte 1 e 2.

Prescrizioni per il calcestruzzo

B0) In accordo alle Norme Tecniche sulle Costruzioni (D.M.14/01/08) il calcestruzzo dovrà essere prodotto in impianto dotato di un **Sistema di Controllo della Produzione (FPC)** effettuata in accordo a quanto contenuto nelle Linee Guida sul Calcestruzzo Preconfezionato (2003) certificato da un organismo terzo indipendente autorizzato.

B1) Calcestruzzo a prestazione garantita (UNI EN 206-1)

B2) Classi di esposizione ambientale: XC4 + XS3

B3) Rapporto a/c max: 0.45

B4) Classe di resistenza a compressione minima: C(35/45)

B5) Controllo di accettazione: tipo A (tipo B per volumi complessivi di calcestruzzo superiori a 1500 m³)

B6) Dosaggio minimo di cemento: 360 Kg/m³

B7) Aria intrappolata: max. 2,5%

B8) Diametro massimo dell'aggregato: 32 mm (Per interferri inferiori a 35 mm utilizzare aggregati con pezzatura 20 mm)

B9) Classe di contenuto di cloruri del calcestruzzo: Cl 0,4

B10) Classe di consistenza al getto S4/S5 o slump di riferimento 230 ± 30 mm

B11) Volume di acqua di bleeding (UNI 7122): < 0.1%

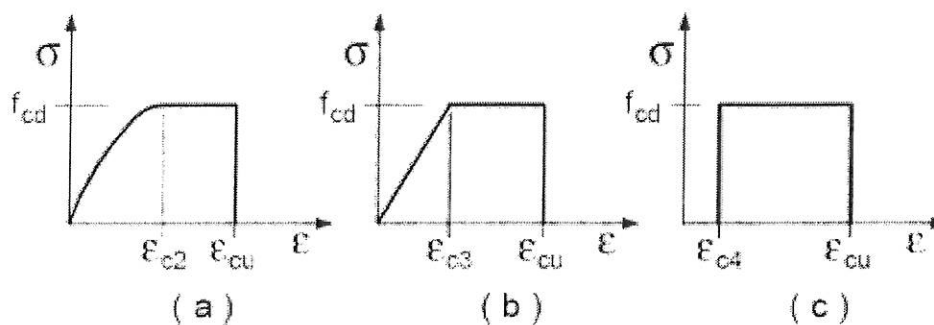
Prescrizioni per la struttura

C1) Copriferro minimo: 50 mm (60 per opere in c.a.p)

C2) Scassero oppure durata minima della maturazione umida da effettuarsi mediante ricoprimento della superficie non casserata con geotessile bagnato ogni 24 ore (o con altro metodo di protezione equivalente): 7 giorni

C3) Acciaio B450C inossidabile conforme al punto 11.3.2.9.1 del D.M. 14/01/08 e alla normativa Europea applicabile:

I diagrammi costitutivi del calcestruzzo sono stati adottati in conformità alle indicazioni riportate al punto 4.1.2.1.2.2 del D.M. 14 gennaio 2008; in particolare per le verifiche effettuate a pressoflessione retta è stato adottato il modello riportato in a), mentre per le verifiche degli elementi a pressoflessione deviata è stato adottato il diagramma tipo a)



Diagrammi di calcolo tensione/deformazione del calcestruzzo.

- la deformazione massima ϵ_c max è assunta pari a 0.0035.

Acciaio B450C :

L'acciaio per armatura lenta è di tipo B450C ad aderenza migliorata, con le seguenti proprietà meccaniche:

- Peso per unità di volume: $78,5 \text{ kN/m}^3$
- Resistenza caratteristica a rottura: $f_{tk} = 540 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza caratteristica a snervamento: $f_{yk} = 440 \text{ N/mm}^2$
- Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo: $\gamma_s = 1,15$
- Resistenza di calcolo a compressione: $f_{sd} = \frac{f_{syk}}{\gamma_s} = 382,6 \text{ N/mm}^2$
- Modulo di elasticità: $E_s = 210000 \text{ N/mm}^2$
- Coefficiente di dilatazione termica: $\alpha_{aT} = 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$

Acciaio S275 :

L'acciaio per i profili ad L uguali disposti in campata e la staffatura delle travi precomprese da riparare avrà le seguenti proprietà meccaniche:

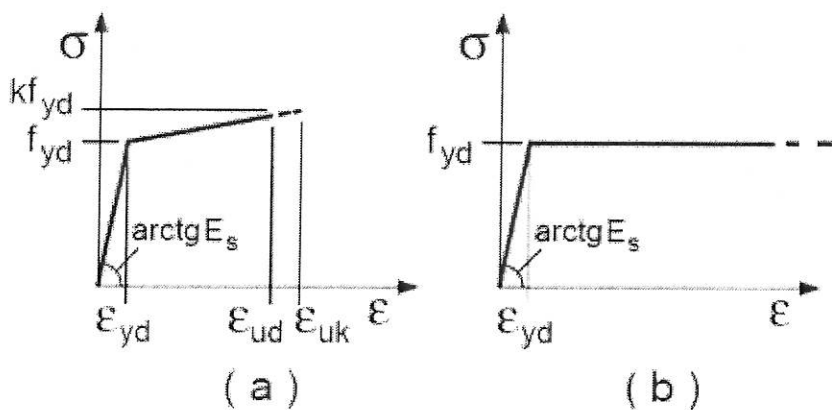
- Peso per unità di volume: $78,5 \text{ kN/m}^3$
- Resistenza caratteristica a rottura: $f_{tk} = 430 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza caratteristica a snervamento: $f_{yk} = 275 \text{ N/mm}^2$
- Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo: $\gamma_s = 1,15$

- Resistenza di calcolo a compressione: $f_{sd} = \frac{f_{syk}}{\gamma_s} = 239,13 \text{ N/mm}^2$

- Modulo di elasticità: $E_s = 210000 \text{ N/mm}^2$

- Coefficiente di dilatazione termica: $\alpha_{aT} = 12 \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$

- I diagrammi costitutivi dell'acciaio sono stati adottati in conformità alle indicazioni riportate al punto 4.1.2.1.2.3 del D.M. 14 gennaio 2008; in particolare è stato adottato il modello elastico perfettamente plastico descritto in b).



RELAZIONE DI CALCOLO

Criteri di calcolo

Le fasi di analisi e verifica delle travi da riparare e dello stesso sbalzo sono state condotte in accordo alle seguenti disposizioni normative, per quanto applicabili in relazione al criterio di calcolo adottato dal progettista, evidenziato nel prosieguo della presente relazione:

I calcoli per il dimensionamento delle parti da recuperare sono stati condotti con i consueti criteri della Scienza delle Costruzioni e, in particolare, il dimensionamento delle sezioni è stato condotto con il metodo semiprobabilistico agli stati limite.

Per il calcolo, le azioni sono state cumulate nel modo più sfavorevole, per ciascuna verifica, considerando tutte le possibili combinazioni di carico e comprendendo tutte le azioni prevedibili sulla costruzione.

Ipotesi di carico

La costruzione è soggetta a carichi esterni, dovuti alla presenza di un carroponete a quattro ruote per l'alaggio delle imbarcazioni e alla distribuzione di carichi permanenti e accidentali.

Il carroponete che ha una portata massima di 14 tonnellate si stima debba pesare non più di 6 tonnellate. Questo porta ad uno scarico nella singola ruota (4 ruote) di circa 5 tonnellate di peso concentrato.

- NORMATIVA DI RIFERIMENTO

I calcoli della presente relazione fanno riferimento alla normativa vigente ed in particolare:

- D.M 14.01.2008 - Nuove Norme tecniche per le costruzioni;
- Circ. Ministero Infrastrutture e Trasporti 2 febbraio 2009, n. 617 Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008;

Le norme precisano che la sicurezza e le prestazioni di una struttura o di una parte di essa devono essere valutate in relazione all'insieme degli stati limite che verosimilmente si possono verificare durante la vita normale.

Prescrivono inoltre che debba essere assicurata una robustezza nei confronti di azioni eccezionali.

La sicurezza e le prestazioni saranno garantite verificando gli opportuni stati limite definiti di concerto al Committente in funzione dell'utilizzo della struttura, della sua vita nominale e di quanto stabilito dalle norme di cui al D.M. 14.01.2008 e s.m. ed i.

In particolare si è verificata :

- la sicurezza nei riguardi degli stati limite ultimi (SLU) che possono provocare eccessive deformazioni permanenti, crolli parziali o globali, dissesti, che possono compromettere l'incolumità delle persone e/o la perdita di beni, provocare danni ambientali e sociali, mettere fuori servizio l'opera. Per le verifiche sono stati utilizzati i coefficienti parziali relativi alle azioni ed alle resistenze dei materiali in accordo a quanto previsto dal D.M. 14.01.2008 per i vari tipi di materiale. I valori utilizzati sono riportati nel fascicolo delle elaborazioni numeriche allegate.
- la sicurezza nei riguardi degli stati limite di esercizio (SLE) che possono limitare nell'uso e nella durata l'utilizzo della struttura per le azioni di esercizio. In particolare di concerto con il committente e coerentemente alle norme tecniche si sono definiti i limiti riportati nei calcoli.
- robustezza nei confronti di opportune azioni accidentali in modo da evitare danni sproporzionati in caso di incendi, urti, esplosioni, errori umani.
- Per quando riguarda le fasi costruttive intermedie la struttura non risulta cimentata in maniera più gravosa della fase finale.

Nelle pagine seguenti vengono sviluppati completamente i calcoli per alcuni elementi strutturali; tale metodologia di calcolo può essere estesa a tutti gli altri elementi facenti parte della struttura.

Tutti gli schemi grafici riportati sono fuori scala.

Adottando schemi di travi semplicemente appoggiate per le travi da riparare in precompresso e schema d'incastro perfetto a mensola per la soletta a sbalzo siamo arrivati alle seguenti operazioni:

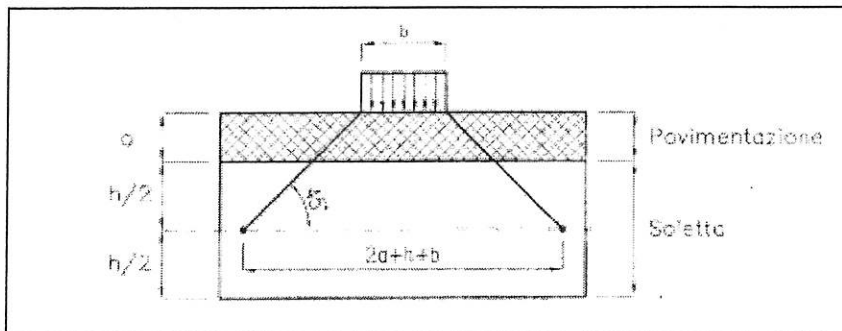
CALCOLO STRUTTURA A MENSOLA

si progetta l'armatura di uno sbalzo di :

LUCE 0,8 m

e con una sezione pari a

$B = 65$ cm (si assume questa misura poiché l'area d'ingombro di una ruota del carro ponte scarica ragionevolmente su di una superficie pari ad una larghezza di 65cm)



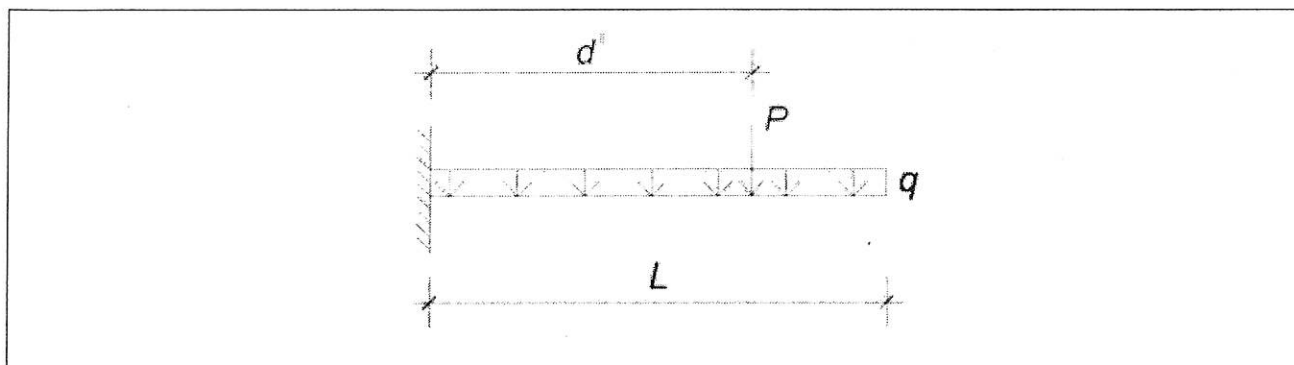
$H = 40$ cm (l'attuale soletta è di spessore 30cm. Si aggiungono 6cm di copriferro più l'ingombro della futura armatura di progetto)

I carichi che solleciteranno la struttura sono:

PESO PROPRIO SOLETTA IN C.A.: $0,6 \times 0,40 \times 2500 \text{ Kg/cmc} = 600 \text{ kg/m}$

CARICO VARIABILE DI ESERCIZIO DI TIPO C2 $= 400 \text{ kg/m}$

CARICO VARIABILE CONCENTRATO (CARROPONTE) $= 5000 \text{ kg}$



La combinazione presa in esame per lo SLU è la seguente (NTC 2008):

$$1,3 G + 1,5 Q + 1,5 P$$

Alla quale corrisponde la seguente sollecitazione flettente massima all'incastro:

$$M_{max} = ((1,3G + 1,5Q) \times L^2 / 2) + 1,5Q_{concentrato} \times Y =$$

$$M_{max} = (780 + 600) \times 0,8^2 / 2 + 7500 \times 0,7 =$$

$$M_{max} = 5692 \text{ Kgm}$$

Tensioni di progetto del calcestruzzo e dell'acciaio e la deformazione di primo snervamento

Essendo la soletta già realizzata e da recuperare in parte considero un CLS 25/30 con caratteristiche meccaniche peggiori a quello che adotterò CLS 35/45 per le riprese e il copriferro

CLS 25/30

$$f_{cd} = 25 \times 0,85 / 1,5 = 14,16 \text{ N/mm}^2$$

acciaio tipo B450C

$$f_{yd} = 450 / 1,15 = 391,3 \text{ N/mm}^2$$

$$\epsilon_{py} = 391,3 / 210000 = 0,00186$$

(sotto classe di esposizione ambientale XS3) zone esposte alle onde, agli spruzzi oppure alle maree
Copri ferro minimo 55 cm

Ponendo come copriferro 6 cm lato estradosso soletta ed immaginando di utilizzare barre da 12mm per l'armatura longitudinale e ripartitori da 8mm per la trasversale,

l'altezza utile d viene:

$$d = (400 - 60) = 340 \text{ mm} = 34 \text{ cm}$$

un calcolo semplificato pone l'area di armatura necessaria:

$$M_{max} = 569200 \text{ Kgcm}$$

$$A_s = 569200 / (0,9 \times 34 \times 391,3) = 4,75 \text{ cm}^2$$

Usiamo 6 ferri del 12 perciò corrisponde metterne 1 ogni 10cm

$$6 \text{ fi } 12 = 6,78 \text{ cmq}$$

Non si considera al lembo compresso armatura resistente

Per quanto riguarda il taglio, calcoliamo il taglio che la sezione può portare senza esplicita armatura a taglio, mensola semplicemente inflessa:

$$V_{rd,c} = [Crd, cK(100\rho_l f_{ck})^{1/3}] b_w d \geq (v \min) b_w d$$

$$V_{rd,c} = \left[\frac{0,18}{\gamma_c} K \left(100 \frac{A_{sl}}{b_w d} f_{ck} \right)^{1/3} \right] b_w d \geq (0,035 \sqrt{k^3} \sqrt{f_{ck}}) b_w d$$

$$V_{rd,c} = 8754 \text{ Kg} > 8385 \text{ Kg}$$

Il taglio applicato all'incastro è

$$((1,3G + 1,5Q) \times L) + 1,5Q_{\text{concentrato}}$$

$$(1,3 \times 600 + 1,5 \times 400) \times 0,8 + 1,5 \times 5000$$

$$T_{\text{max incastro}} = 8604 \text{ Kg}$$

VERIFICA MOMENTO SLU

Determino tre fasi distinte:

- 1) Fase elastica non fessurata
Fino al momento di fessurazione M_{cr}
- 2) Fase elastica fessurata
Fino al momento di snervamento
- 3) A rottura
Fino al momento ultimo

Le ipotesi da tenere in considerazione sono:

- la conservazione delle sezioni piane
- perfetta aderenza tra acciaio delle barre d'armatura e calcestruzzo
- legame costitutivo elastico lineare (legge di hooke)

- calcestruzzo non resistente a trazione

1) Fase elastica non fessurata

Calcolo il momento d'inerzia in condizioni elastiche non fessurate

Considero la sezione rettangolare

$B \times h$

Con $A's = 0$

La sezione essendo ancora non fessurata, è completamente reagente.

Troviamo la posizione del baricentro della sezione omogeneizzata

Area di calcestruzzo ideale:

$$A_{ci} = B \cdot h + n(A_s + A's)$$

$$A_{ci} = 2702 \text{ cm}^2$$

Facendo riferimento al bordo superiore della sezione, scriviamo il momento statico della sezione omogeneizzata:

$$S_{ci} = \frac{B \cdot h^2}{2} + n(A_s d + A's c') =$$

$$S_{ci} = 55461 \text{ cm}^3$$

Posizione del baricentro G della sezione omogeneizzata

$$d_{g, \text{sup}} = S_{ci} / A_{ci} = 55461 / 2702 = 20,5 \text{ cm}$$

$$d_{g, \text{inf}} = H - d_{g, \text{sup}} = 19,5 \text{ cm}$$

Il calcolo del momento d'inerzia J_1 è condotto con riferimento all'asse baricentrico

$$J_1 = J_{ci, \text{compl}, \text{reag}} = \frac{B \cdot d_{g, \text{sup}}^3}{3} + \frac{B \cdot d_{g, \text{inf}}^3}{3} + n(A_s (d_{g, \text{inf}} - c)^2 + A's (d_{g, \text{sup}} - c')^2)$$

$$J_1 = 365865 \text{ cm}^4$$

Calcolo del momento di fessurazione M_{cr}

Il momento di fessurazione M_{cr} è il momento che provoca la rottura a trazione del calcestruzzo

M_{cr} si determina utilizzando l'espressione che fornisce la tensione nel calcestruzzo nella sezione non fessurata ed imponendo che, nella fibra più tesa, si raggiunga il valore di resistenza del calcestruzzo a trazione

$$\sigma_{c, traz} = \frac{M}{J_1} d_{G, inf} = f_{cfm}$$

$$M_{cr} = f_{cfm} * (J_1 / d_{G, inf}) =$$

$$M_{cr} = 577000 \text{ Kgcm} = 5,8 \text{ tm}$$

Siamo in campo elastico-lineare, pertanto la curvatura di prima fessurazione si può calcolare come segue:

$$\chi_{cr,1} = \frac{M_{cr}}{E_c J_1} = \frac{577000}{314472 * 365865} = 5,01 * 10^{-6}$$

2) Fase elastica fessurata

Calcolo il momento d'inerzia in condizioni elastiche fessurate J_2

La sezione essendo fessurata è parzializzata

Troviamo la posizione del baricentro della sezione parzializzata

Il baricentro della sezione omogeneizzata si può trovare imponendo l'annullamento del momento statico della sezione valutato con riferimento all'asse neutro:

Sci,G=0

$$\frac{B * x^2}{2} - nA_s(d - x) + nA's(x - c') = 0$$

$$x = \frac{n * (As + As')}{B} \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2B(As * d + As' * c')}{n * (As + As')^2}} \right]$$

x=8,9cm

Il calcolo del momento d'inerzia J2 è condotto con riferimento all'asse baricentrico

$$J1 = J_{ci,sezzparz.} = \frac{B * x^3}{3} nAs(d - x)^2 + nA's(x - c')^2$$

J2=79401cm4

Siamo in campo elastico-lineare, pertanto la curvatura subito dopo la fessurazione si può calcolare come segue:

$$\chi_{cr,1} = \frac{Mcr}{EcJ2} = \frac{577000}{314472 * 79401} = 2,31 * 10^{-5}$$

Max tensione di compressione nella fibra più compressa

$$\sigma_c, \max = \frac{M}{J2} x = \frac{M}{Wc}$$

Max tensione di trazione nella armatura tesa

$$\sigma_s, \max = n \frac{M}{J2} (d - x) = n \frac{M}{Ws}$$

Calcolo del momento di snervamento M_y

Il momento di snervamento si ha quando la tensione max di trazione nel ferro teso raggiunge il valore limite di progetto f_{yd}

$$M_y = \frac{f_{yd} * W_s}{n} = 824000 \text{ Kgcm} = 8,2 \text{ tm}$$

Siamo in campo elastico-lineare, pertanto la curvatura si può calcolare come segue:

$$\chi_y = \frac{M_y}{E_c J_2} = \frac{824000}{314472 * 79401} = 3,30 * 10^{-5}$$

3) Fase a rottura

Il momento flettente è sempre uguale al prodotto tra la risultante delle trazioni (o compressioni) per il braccio della coppia interna z

Una volta che si è raggiunto il momento di snervamento M_y , l'armatura tesa è snervata, pertanto necessariamente la risultante delle trazioni non può più crescere e rimane al valore:

$$S = A_s * f_{yd}$$

Il momento flettente nella sezione può invece crescere ancora un poco ed arrivare al cosiddetto momento ultimo M_u della sezione

Affinchè avvenga deve necessariamente crescere il braccio della coppia interna z

$$Z \text{ vale : } z = d - (x/3)$$

In cui essendo tipicamente x circa $0,3d$ si ha:

$$z = d - (0,3d/3) = 0,9d$$

quindi al massimo z potrà arrivare a $0,95d$ non molto di più perché nella sezione deve rimanere una parte compressa in cui si possa esplicitare la risultante delle compressioni.

Pertanto con un ordine di grandezza, il momento ultimo M_u sarà maggiore di un circa 5% del momento di snervamento M_y

Campi di rottura

Oltre il campo elastico, in campo plastico, la rottura non è più definibile in termini di tensione, ma è definita in termini di deformazioni:

la rottura infatti è il raggiungimento della deformazione ultima

in funzione dei punti significativi che si hanno sui diagrammi costitutivi, nascono i campi di rottura che rappresentano tutte le possibili configurazioni deformate di rottura della sezione soggetta a tensioni normali (in questo caso sollecitazione di flessione)

i campi di rottura si identificano a partire dalla posizione dell'asse neutro x

fisso una deformata di rottura all'interno del campo 3

$$0,05 < x/d < 0,66$$

Calcolo le forze

$$S_c = 0,81 \cdot x \cdot B \cdot f_{cd}$$

$$S_s = A_s \cdot f_{yd}$$

Impongo equilibrio:

- alla rotazione
- e traslazione

- Traslazione

$$S_c = S_s$$

$$0,8 \cdot x \cdot B \cdot f_{cd} = A_s \cdot f_{yd}$$

$$x = ((A_s \cdot f_{yd}) / (0,8 \cdot B \cdot f_{cd}))$$

$$x = 3,62 \text{ cm}$$

controllo di essere nel campo 3

$$0,05 < x/d < 0,11 < 0,66$$

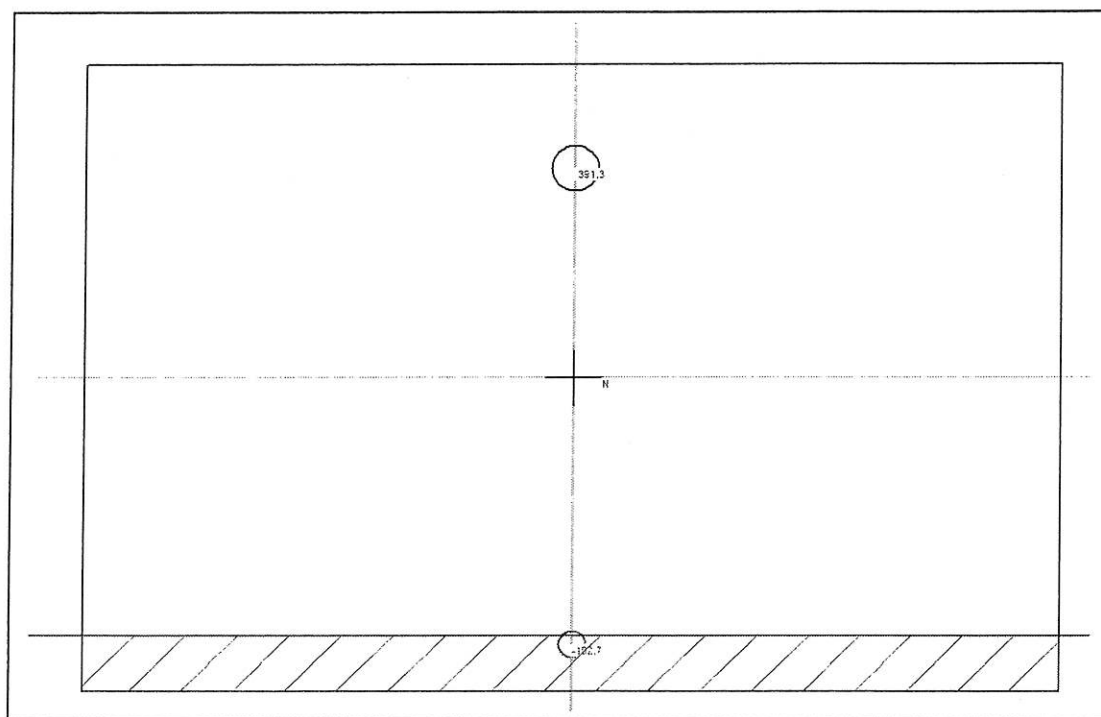
- Equilibrio rotazione

Fornisce il valore del momento ultimo M_u della sezione

$$M_u = 0,8 * B * x * f_{cd} \left(\frac{h}{2} - 0,4x \right) + A_s * f_{yd} \left(\frac{h}{2} - c \right) =$$

$$M_u = 8,6 \text{ tm} > M_{\max} = 5,7 \text{ tm}$$

Verifica soddisfatta



VERIFICA AGLI SLE

Le verifiche agli SLE riguardano la limitazione delle tensioni, l'apertura di fessura e l'inflessione

Eseguo la verifica nella sezione di maggior momento flettente, ovvero all'incastro

Scrivo la formula per la determinazione dell'asse neutro:

$m = 15$ come coefficiente di omogeneizzazione

$$x = \frac{n * (As + As')}{b} \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2b(As * d + As' * c')}{n * (As + As')^2}} \right]$$

$$X = 8,96 \text{ cm}$$

Calcoliamo ora il momento d'inerzia rispetto al baricentro

$$J = \frac{b * x^3}{3} + n * As' * (x - c')^2 + n * As * (d - x)^2$$

$$75344 \text{ cm}^4$$

Le tensioni del calcestruzzo compresso e dell'acciaio teso si ottengono da:

$$\sigma_c = (M / J) * X =$$

$$\sigma_s = n * (M / J) * (d - X) =$$

nella condizione di carico rara il momento vale

$$1,0 G + 1,0 Q + 1,0 P$$

Alla quale corrisponde la seguente sollecitazione flettente massima all'incastro:

$$M_{\max} = ((1,0G + 1,0Q) * L^2 / 2) + 1,0 Q_{\text{concentrato}} * Y =$$

$$M_{\max} = 3820 \text{ Kgm}$$

Il taglio

$$T_{\max} = ((1,0G + 1,0 Q) \times L) + 1,0 Q_{\text{concentrato}} =$$

$$T_{\max} = 5800 \text{ Kg}$$

Dunque le tensioni saranno:

$$\sigma_c = (M/J) \times X = 45,41 < 0,6 \cdot f_{ck} = 149,40 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = n \times (M/J) \times (d - X) = 1858,93 < 0,8 \cdot f_{yk} = 3600 \text{ Kg/cm}^2$$

nella condizione di carico quasi permanente il momento vale:

$$1,0 G + 0,2 Q + 1,0 P$$

Alla quale corrisponde la seguente sollecitazione flettente massima all'incastro:

$$M_{\max} = ((1,0G + 0,2 Q) \times L^2 / 2) + 1,0 Q_{\text{concentrato}} \times Y =$$

$$M_{\max} = 3730 \text{ Kgm}$$

Il taglio

$$T_{\max} = ((1,0G + 0,2 Q) \times L) + 1,0 Q_{\text{concentrato}} =$$

$$T_{\max} = 5576 \text{ Kg}$$

Dunque le tensioni saranno:

$$\sigma_c = (M/J) \times X = 44,35 < 0,45 \cdot f_{ck} = 112,05 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = n \times (M/J) \times (d - X) = 1815,33 < 0,8 \cdot f_{yk} = 3600 \text{ Kg/cm}^2$$

VERIFICA FESSURAZIONI

La tensione limite del calcestruzzo teso f_{ctm} per il calcestruzzo è pari a:

$$f_{ctm} = 0,3 \sqrt[3]{f_{ck}^2}$$

Calcolo come prima cosa il momento di prima fessurazione, quindi calcolo le caratteristiche della sezione immaginata completamente reagente

Calcolo l'area della sezione completamente reagente

$$A = n \times (A_s + A_{s'}) + b \times h$$

e il momento statico

$$S = b \times h \times h/2 + 15 \times A_s \times d' + 15 \times A_{s'} \times d$$

per trovare il baricentro:

$$y = S/A = 20,36 \text{ cm}$$

il momento d'inerzia della sezione omogeneizzata completamente reagente:

$$J = \frac{b \times h^3}{12} + b \times h \times \left(\frac{h}{2} - y\right)^2 + n \times A_{s'} \times (h - y - c')^2 + n \times A_s \times (y - c')^2$$

$$= 344031 \text{ cm}^4$$

Posso scrivere una equazione che determina il valore di M che comporta la prima fessurazione:

$$M_{fess} = (J/y) \times f_{ctm}$$

$$M_{fess} = 5479 \text{ Kgm}$$

Dunque le tensioni saranno:

$$\sigma_{cr} = (M_{fess} / J) \times X = 65,14 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{sr} = n \times (M_{fess} / J) \times (d - X) = 2666 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{possiamo valutare ora } \varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_s} \left(1 - \beta_1 \beta_2 \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s}\right)^2\right)$$

dove

beta 1 = 1 barre ad aderenza migliorata
 beta 2 = 0,5 lunga durata e azioni ripetute

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_s} (1 - \beta_1 \beta_2 \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2) = 0,053\%$$

Il termine delta sm viene valutato con questa formula:

$$\Delta sm = 2 \left(c + \frac{s}{10} \right) + k_2 * k_3 \frac{\phi}{\rho_{p,eff}}$$

Dove k1 vale 0,4 poiché usiamo barre ad aderenza migliorata

K3 vale 0,125 poiché il diagramma è di flessione

$\rho_{p,eff}$ viene calcolato in questo modo:

$$\rho_{p,eff} = \frac{A_s}{A_{c,eff}}$$

$$A_{c,eff} = b * (c + 7.5 * \phi)$$

$$\Delta sm = 217,2 \text{ mm}$$

Valutiamo una ampiezza di fessura di calcolo nel seguente modo

$$w_d = 1,7 \times \Delta sm \times \varepsilon_{sm} = 0,19569 \text{ mm} < w_{lim} 0,2 \text{ mm verificato}$$

Nella condizione di carico frequente

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_s} (1 - \beta_1 \beta_2 \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2) = 0,054\%$$

Valutiamo una ampiezza di fessura di calcolo nel seguente modo

$$w_d = 1,7 \times \Delta sm \times \varepsilon_{sm} = 0,19938 \text{ mm} < w_{lim} 0,2 \text{ mm verificato}$$

$$w_1 = 0,2 \text{ mm}$$

$$w_2 = 0,3 \text{ mm}$$

$$w_3 = 0,4 \text{ mm}$$

Tabella 4.1.IV – Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

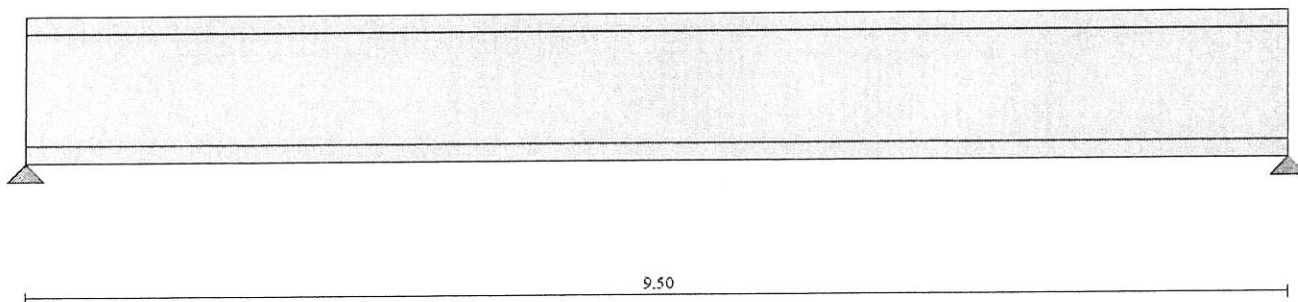
| Gruppi di esigenze | Condizioni ambientali | Combinazione di azioni | Armatura | | | |
|--------------------|-----------------------|------------------------|--------------------|------------|----------------|------------|
| | | | Sensibile | | Poco sensibile | |
| | | | Stato limite | w_d | Stato limite | w_d |
| a | Ordinarie | frequente | ap. fessure | $\leq w_2$ | ap. fessure | $\leq w_3$ |
| | | quasi permanente | ap. fessure | $\leq w_1$ | ap. fessure | $\leq w_2$ |
| b | Aggressive | frequente | ap. fessure | $\leq w_1$ | ap. fessure | $\leq w_2$ |
| | | quasi permanente | decompressione | - | ap. fessure | $\leq w_1$ |
| c | Molto aggressive | frequente | formazione fessure | - | ap. fessure | $\leq w_1$ |
| | | quasi permanente | decompressione | - | ap. fessure | $\leq w_1$ |

CALCOLO TRAVE SEMPLICEMENTE APPOGGIATA

Ipotizzo il calcolo di una nuova trave in c.a. come se la vecchia trave in c.a.p. fosse completamente ammalorata da non poter più sopportare i carichi di progetto.

si progetta l'armatura di consolidamento per una trave a T semplicemente appoggiata :

LUCE 9,50 m
 $H = 110 + 30 = 140 \text{ cm}$
 $b = 15 \text{ cm}$
 $B = 140$



I carichi che sollecitano la struttura sono:

PESO PROPRIO TRAVE IN C.A (dalla geometria) = 510 kg/m

PESO PERMANENTE SOLETTA IN C.A. = 1750 kg/m

CARICO VARIABILE DI ESERCIZIO DI TIPO C2 su area di influenza 1,75m = 700 kg/m

CARICO VARIABILE CONCENTRATO in mezzeria (CARROPONTE) = 5000 kg

La combinazione presa in esame per lo SLU è la seguente (NTC 2008):

$$1,3 G + 1,5 G_2 + 1,5 Q + 1,5 P$$

Alla quale corrisponde la seguente sollecitazione flettente massima all'incastro:

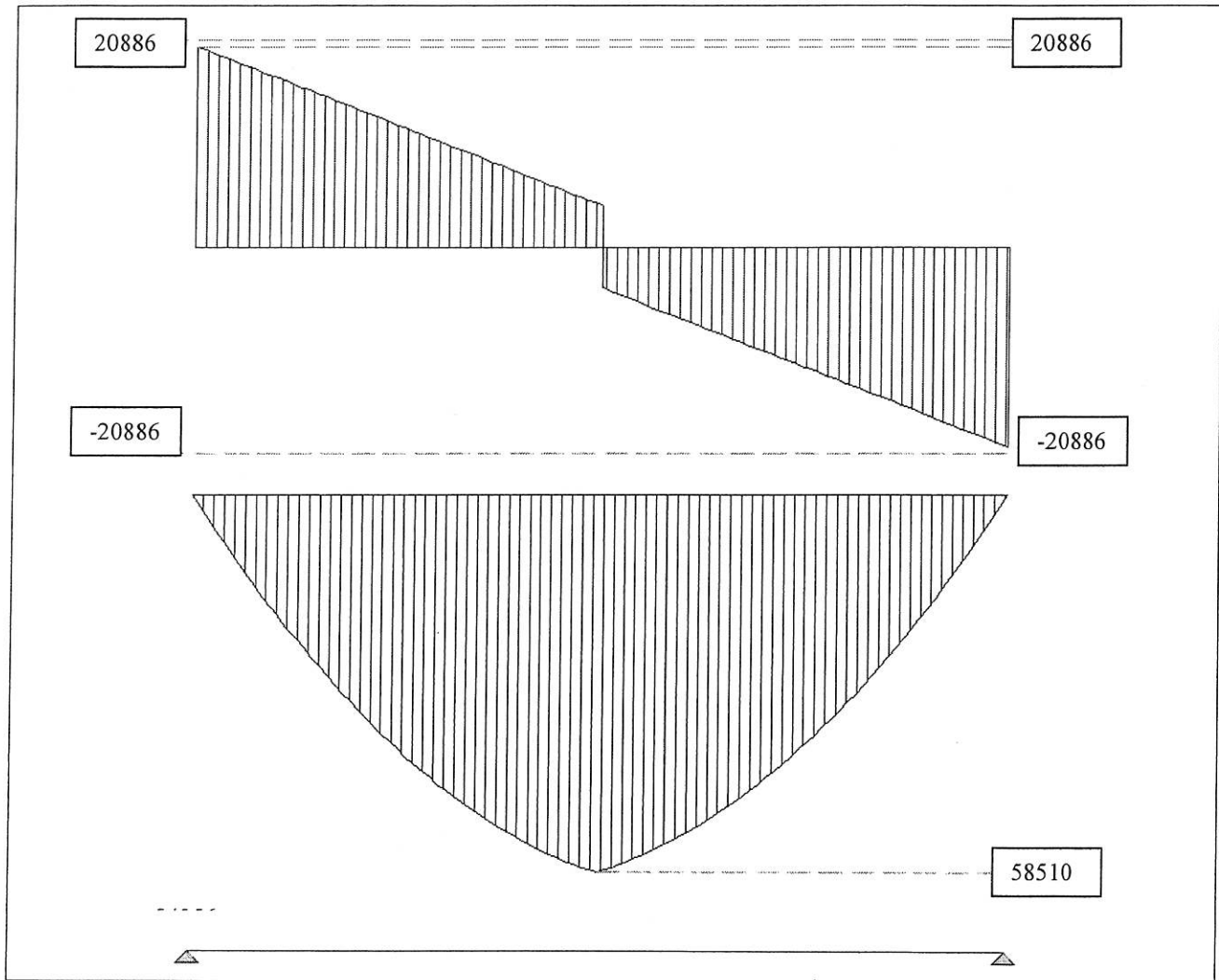
$$M_{\max} = ((1,3G + 1,5G_2 + 1,5Q) \times L^2 / 8) + 1,5P \times L/4 =$$

$$M_{\max} = 58510 \text{ Kgm}$$

Il taglio applicato all'incastro è

$$((1,3G + 1,5G_2 + 1,5Q) \times L/2) + 1,5P/2$$

$$T_{\max \text{ incastro}} = 20886 \text{ Kg}$$



Tensioni di progetto del calcestruzzo e dell'acciaio e la deformazione di primo snervamento

Essendo la soletta già realizzata e da recuperare in parte considero un CLS 25/30 con caratteristiche CLS 25/30

$$f_{cd} = 25 \times 0,85/1,5 = 14,16 \text{ N/mm}^2$$

acciaio esistente in opera Feb38K

$$f_{yd} = 380/1,15 = 330,43 \text{ N/mm}^2$$

$$\epsilon_y = 330,43/200000 = 0,0016521$$

acciaio da carpenteria S275

$$f_{yd} = 275/1,15 = 239,13 \text{ N/mm}^2$$

$$\epsilon_y = 239,13/200000 = 0,0011957$$

I profili ad L saranno messi a contatto con la vecchia trave in c.a.p.

l'altezza utile d :

$$d = (1400 - 10) = 1390 \text{ mm} = 139 \text{ cm}$$

un calcolo semplificato pone l'area di armatura necessaria:

$$M_{\max} = 5851000 \text{ Kgcm}$$

$$A_s = 5851000 / (0,9 \times 139 \times 2391) = 19,6 \text{ cm}^2 = 1956 \text{ mm}^2$$

Per la riparazione useremo 2 profilati ad L a lati uguali dimensioni 80x10 mm
Verranno messi all'intradosso della trave per tutta la sua lunghezza

$$2 \text{ profili ad L } (80 \times 10) = 2 \times 15,1 = 30,2 \text{ cm}^2 = 3020 \text{ mm}^2$$

Per la zona compressa della trave ipotizzo ci sia almeno un' armatura tesa di area :

$$4\phi 12 = 4,08 \text{ cm}^2 = 408 \text{ mm}^2$$

Per quanto riguarda il taglio, calcoliamo il taglio che la sezione può portare senza esplicita armatura a taglio , mensola semplicemente inflessa:

$$V_{rd,c} = [C r d, c K (100 \rho_l f_{ck})^{1/3}] b_w d \geq (v_{\min}) b_w d$$

$$V_{rd,c} = \left[\frac{0,18}{\gamma_c} K (100 \frac{A_{sl}}{b_w d} f_{ck})^{1/3} \right] b_w d \geq (0,035 \sqrt{k^3} \sqrt{f_{ck}}) b_w d$$

$$V_{rd,c} = 11404 \text{ Kg} > 5911 \text{ Kg}$$

Il taglio applicato all'incastro è

$$((1,3G + 1,5G_2 + 1,5Q) \times L/2) + 1,5P/2$$

$$V_{ed} = T_{\max} \text{ incastro} = 20886 \text{ Kg}$$

Non è sufficiente una armatura minima, ma è necessario disporre nel corpo della trave una specifica armatura di parete.

Considerando in buono stato le condizioni delle travi esistenti per quello che riguarda la sollecitazione al taglio, la verifica che ho eseguito, impone una armatura minima. Questa armatura servirà anche a migliorare l'aderenza fra i profili ad L e il cls esistente.

Il massimo taglio sopportabile dalle bielle compresse di calcestruzzo risulta:

Si ricava il valore dell'angolo di inclinazione delle bielle compresse:

$$\theta = 45^\circ$$

$$\text{Ctg } \theta = 1$$

Si adotta pertanto

$$\alpha = 90^\circ \quad \text{Ctg } \alpha = 0$$

$$V_{rsd} = 0,9 * d * \frac{A_{sw}}{s} * f_{yd} (\text{ctg } \alpha + \text{ctg } \theta) * \text{sen } \alpha =$$

Adotto staffe con piatti da 2cm x 1cm di spessore a due bracci

$$A_{sw} = 2,00 \text{ cm}^2$$

$$s = 55 \text{ cm}$$

$$V_{rsd} = 34,5 \text{ t}$$

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di calcolo a taglio compressione si calcola con:

$$V_{rcd} = 0,9 * d * b_w * \alpha_c * f'_{cd} (\text{ctg } \alpha + \text{ctg } \theta) / (1 + \text{ctg}^2 \theta) =$$

$$V_{rcd} = 53,2 \text{ t}$$

$$V_{rd} = \min(V_{rsd}; V_{rcd})$$

Nel progetto si adottano piatti da 30mm di larghezza per uno spessore di 10mm sagomati ad U.
L'ancoraggio tra i ferri in campata e lo staffaggio avverrà tramite bullonatura

VERIFICA MOMENTO SLU

La verifica per tensioni normali viene effettuata ancora una volta cercando il limite che corrisponde ad una situazione in cui $N=0$

Il problema può essere agevolmente trattato utilizzando l'ipotesi di distribuzione uniforme delle tensioni di compressione nel calcestruzzo in corrispondenza della generica deformata di crisi per la sezione, in accordo con quanto previsto dalle NTC 2008 al punto 4.1.2.1.2.2

$$N_{rd} = N_s + N'_s + N_c = 0$$

L'equazione rimane nella sola incognita x

Esplicito N_c in funzione di x

$$= 0,8 f_{cd} * B * x + f_{yd} * A'_s = f_{yd} * A_s =$$

$$N_s = A_s * f_{yd} = 3020 * 239 =$$

$$N'_s = A'_s * f_{yd} = 452 * 330 =$$

$$x = \frac{f_{yd}(A_s - A'_s)}{0,8 * f_{cd} * B}$$

$$x = 38,7 \text{ mm}$$

verifico se l'armatura compressa è snervata:

$$\varepsilon'_s = 0,0035 * (60 - 38,7) / 38,7 = 0,0019 > 0,0016$$

a questo punto calcolo il momento resistente della sezione

$$M_{rd} = M'_s + M_c = N_{rd} * z + N'_s = 0,8 * f_{cd} * B * x * (d - 0,4x) + f_{yd} * A'_s * (d - d') =$$

$$M_{rd} = 98783 \text{ Kgm}$$

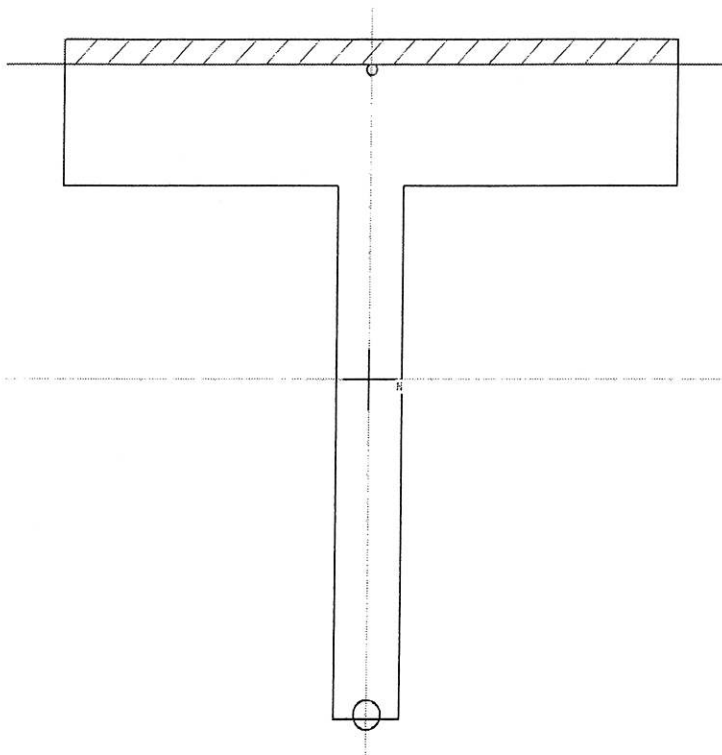
Relativamente alla verifica di resistenza allo stato limite ultimo troviamo

$$M_{slu} 98783 \text{ Kgm} > M_{max} 58510 \text{ Kgm}$$

Verifica soddisfatta

Si può inoltre notare che $x/d = 0,0278 < 0,45$

Ci si trova quindi in condizioni di crisi duttile



VERIFICA AGLI SLE

I FERRI DI CARPENTERIA AGGIUNTI PER IL RIPARO DELLE TRAVI IN PRECOMPRESSO SARANNO TUTTI ZINCATI A CALDO E SUCCESSIVAMENTE VERNICIATI A POLVERE; CONSIDERATO IL FATTO CHE SI POSIZIONERANNO A CONTATTO CON LA VECCHIA STRUTTURA SENZA COPRIFERRO AGGIUNTO NON SI VERIFICA LA SEZIONE ALLE FESSURAZIONI

Le verifiche agli SLE riguardano la limitazione delle tensioni.

Eseguo la verifica nella sezione di maggior momento flettente, ovvero all'incastro

Scrivo la formula per la determinazione dell'asse neutro:

$m = 15$ come coefficiente di omogeneizzazione

si determina la posizione dell'asse neutro risolvendo l'equazione di secondo grado in x

$$b_w^2 * x^2 + 2[h_f * (b - b_w) + m(As + A's)] * x - (h_f)^2 * (b - b_w) - 2 * m * (As * d + A's * d') = 0$$

$$X = 28,00 \text{ cm}$$

Calcoliamo ora il momento d'inerzia rispetto al baricentro

$$J = \frac{1}{3} [b * x^3 - (b - b_w) * (x - h_f)^3] + n * [As' * (x - d')^2 + n * As * (d - x)^2]$$

$$J = 6529188 \text{ cm}^4$$

Le tensioni del calcestruzzo compresso e dell'acciaio teso si ottengono da:

$$\sigma_c = (M / J) * X =$$

$$\sigma_s = n * (M / J) * (d - X) =$$

nella condizione di carico rara il momento vale

$$Q =$$

$$1.0 * G + 1.0 G_2 + 1.0 * Q$$

$$1,0P$$

Alla quale corrisponde la seguente sollecitazione flettente massima all'incastro:

$$M_{\text{stat}} = Q * L_2 / 8 + P * L / 4$$

$$M_{\text{max}} = 41206 \text{ Kgm}$$

Il taglio

$$T_{stat} = q \times L / 2 + p / 2$$

$$T_{max} = 14850 \text{ Kg}$$

Dunque le tensioni saranno:

$$\sigma_c = (M / J) \times X = 17,67 < 0,6 \cdot f_{ck} = 149,40 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = n \times (M / J) \times (d - X) = 1050,77 < 0,8 \cdot f_{yk} = 2200 \text{ Kg/cm}^2$$

nella condizione di carico quasi permanente il momento vale:

$$1,0 G + 1,0 G_2 + 0,2 Q + 1,0 P$$

Alla quale corrisponde la seguente sollecitazione flettente massima all'incastro:

$$M_{max} = 3730 \text{ Kgm}$$

Il taglio

$$T_{max} = 5576 \text{ Kg}$$

Dunque le tensioni saranno:

$$\sigma_c = (M / J) \times X = 15,30 < 0,45 \cdot f_{ck} = 112,50 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = n \times (M / J) \times (d - X) = 909,81 < 0,8 \cdot f_{yk} = 2200 \text{ Kg/cm}^2$$

VERIFICA DELLE SALDATURE DI GIUNZIONE SU PROFILI AD L

Pur mantenendo una buona aderenza tra i profili ad L aggiunti e la vecchia struttura grazie anche all'incollaggio con resine epossidiche, nel calcolo per la resistenza delle saldature prendo in considerazione l'area del taglio allo SLU che insiste su metà trave e lo sforzo tangenziale dovuto al momento di SLU che mi si genera nei profili ad L sull'intradosso della trave.

La luce della trave è 9,50m quindi prendo in considerazione 4,75m

Numero 8 staffe su meta' trave staffe di ancoraggio ogni 55cm

Taglio = 55541 / 8 staffe = 6943Kg

$N_t = 6943 \text{ Kg}$

Forza tangenziale dovuta al Momento di SLU

$N_s = A \cdot f_d = 30,2 \cdot 2391 / 8 \text{ staffe} = 9027 \text{ Kg}$

La mia forza risultante deve essere minore a:

$$\sqrt{n_{\perp}^2 + \tau_{\perp}^2 + \tau_{\angle}^2} \leq \beta_1 \cdot f_{yk}$$

$\beta_1 = 0,7$ da Tab. 4.2.XIV

Sezione di gola = 0,7cm

Lunghezza saldatura = 7cm

$$\tau_{\perp} = \frac{N_t}{2 \cdot a \cdot l} = 708 \text{ Kg/cmq}$$

$$\tau_{\angle} = \frac{N_s}{2 \cdot a \cdot l} = 921 \text{ Kg/cmq}$$

$$\sqrt{n_{\perp}^2 + \tau_{\perp}^2 + \tau_{\angle}^2} \leq \beta_1 \cdot f_{yk} =$$

$$1162 \text{ Kg/cmq} < 1925 \text{ Kg/cmq}$$

VERIFICA DELLE BULLONATURA DI GIUNZIONE STAFFE PROFILI AD L

Si adottano bulloni ad alta resistenza tipo classe 8.8

La resistenza di calcolo a taglio dei bulloni per ogni piano di taglio che interessa il gambo non filettato dell'elemento di connessione è assunta pari a:

$$F_{v,rd} = 0,6 * f_{tb} * A / \gamma_{M2}$$

Tab. 11.3.XII.b

f_{tb} (N/mm²) bullone classe 8.8 = 800 N/mm²

Tab. 4.2 XII $\gamma_{M2} = 1,25$

Bullone del 12 = Area = 1,12 cm²

$$F_{v,rd} = 0,6 * f_{tb} * A / \gamma_{M2} =$$

$$F_{v,rd} = 43008 \text{ Kg}$$

La resistenza di calcolo a rifollamento del piatto dell'unione è assunta pari:

$$F_{b,rd} = K * \alpha * f_{tk} * d * t / \gamma_{M2} =$$

$$\alpha = 1$$

$$k = \min(2,8 * e^2 / d^0 - 1,7 ; 2,5)$$

d = diametro nominale bullone

t = spessore piastra collegata

$$F_{b,rd} = 1,66 * 1 * 430 * 12 * 10 = 6852 \text{ Kg}$$

$$\text{Forza di trazione totale allo SLU} = \sqrt{N_s^2 + N_t^2} \leq F_{v,rd}; F_{brd}$$

$$N_t \text{ su singolo braccio} = 6943/2 = 3471 \text{ Kg}$$

$$N_s \text{ su singolo braccio} = 9027/2 = 4513 \text{ Kg}$$

$$\text{Forza di trazione totale allo SLU} = 5694 \text{ kg} < 6852 \text{ Kg} < 43008 \text{ Kg}$$

DURABILITÀ

Per garantire la durabilità della struttura sono state prese in considerazione opportuni stati limite di esercizio (SLE) in funzione dell'uso e dell'ambiente in cui la struttura dovrà vivere limitando sia gli stati tensionali che nel caso delle opere in calcestruzzo anche l'ampiezza delle fessure.

Inoltre per garantire la durabilità, così come tutte le prestazioni attese, è necessario che si ponga adeguata cura sia nell'esecuzione che nella manutenzione e gestione della struttura e si utilizzino tutti gli accorgimenti utili alla conservazione delle caratteristiche fisiche e dinamiche dei materiali e delle strutture. La qualità dei materiali e le dimensioni degli elementi sono coerenti con tali obiettivi.

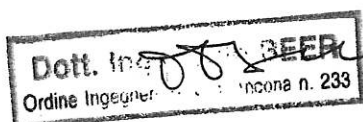
Durante le fasi di costruzione il direttore dei lavori implementerà severe procedure di controllo sulla qualità dei materiali, sulle metodologie di lavorazione e sulla conformità delle opere eseguite al progetto esecutivo nonché alle prescrizioni contenute nelle "Norme Tecniche per le Costruzioni" DM 14.01.2008. e relative Istruzioni.

Per le realizzazioni in acciaio la durabilità deve assicurare il mantenimento nel tempo della geometria e delle caratteristiche dei materiali della struttura, affinché questa conservi inalterate funzionalità, aspetto estetico e resistenza.

Al fine di garantire tale persistenza in fase di progetto devono essere presi in esame i dettagli costruttivi, la eventuale necessità di adottare sovra spessori, le misure protettive e deve essere definito un piano di manutenzione (ispezioni, operazioni manutentive e programma di attuazione delle stesse.)

IL PROGETTISTA

IL COMMITTENTE



A large, stylized handwritten signature in black ink, likely belonging to the client, written over the "IL COMMITTENTE" label.