

**UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI MESSINA**

*Area Servizi Tecnici*

*Progetto esecutivo di un piano intermedio  
da realizzarsi nell'edificio "C" del Plesso Centrale  
Universitario*

**RELAZIONE DI CALCOLO**

*Messina, Luglio 2009*



## Indice

<b>1. INTRODUZIONE</b>	<b>5</b>
1.1 <i>Descrizione della struttura e del modello di calcolo</i>	5
1.2 <i>Quadro normativo di riferimento</i>	9
1.3 <i>Caratteristiche dei materiali utilizzati</i>	10
1.4 <i>Metodologia di analisi e verifica strutturale</i>	12
1.5 <i>Combinazioni delle azioni</i>	14
<b>2. ANALISI DEI CARICHI</b>	<b>15</b>
2.1 <i>I Fase (di costruzione)</i>	15
2.2 <i>II Fase (trave composta)</i>	16
<b>3. VERIFICHE IN FASE DI COSTRUZIONE</b>	<b>17</b>
3.1 <i>Caratteristiche geometriche delle travi principali</i>	18
3.2 <i>Classificazione della sezione</i>	19
3.3 <i>Verifica a flessione</i>	19
3.4 <i>Verifica a taglio</i>	20
3.5 <i>Verifica allo stato limite di esercizio</i>	21
<b>4. VERIFICHE IN FASE DI SOLETTA COLLABORANTE</b>	<b>21</b>
4.1 <i>Verifica a flessione</i>	23
4.2 <i>Verifica a taglio</i>	23
<b>5. VERIFICA DEL SISTEMA DI CONNESSIONE</b>	<b>24</b>
5.1 <i>Resistenza di progetto del connettore</i>	25
5.2 <i>Connessione a completo ripristino di resistenza</i>	26
5.3 <i>Connessione a parziale ripristino di resistenza</i>	27
<b>6. ARMATURA TRASVERSALE</b>	<b>27</b>
6.1 <i>Progetto dell'armatura trasversale</i>	28
<b>7. VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO</b>	<b>29</b>
7.1 <i>Verifica della freccia della trave composta</i>	30
<b>8. PROGETTO DELLA LAMIERA GRECATA</b>	<b>31</b>
8.1 <i>Caratteristiche geometriche della lamiera grecata</i>	31
8.2 <i>Analisi dei carichi</i>	32
8.3 <i>Caratteristiche statiche della lamiera</i>	32
<b>9. VERIFICHE DELLA LAMIERA GRECATA</b>	<b>33</b>
9.1 <i>Verifiche in fase di costruzione</i>	34

9.2	<i>Verifiche in fase di soletta collaborante</i>	36
<b>10.</b>	<b>IL DIMENSIONAMENTO DEI CORDOLI</b>	<b>39</b>
<b>11.</b>	<b>L'ANCORAGGIO DEL CORDOLO ALLA MURATURA</b>	<b>40</b>
11.1	<i>Verifica delle barre di collegamento</i>	41
<b>12.</b>	<b>IL DIMENSIONAMENTO DELLE PIATTABANDE</b>	<b>48</b>
<b>13.</b>	<b>IL PROGETTO DELLA SCALA</b>	<b>49</b>
13.1	<i>Analisi dei carichi</i>	51
13.2	<i>Modello di calcolo</i>	51
13.3	<i>Verifica della soletta rampante</i>	53
13.4	<i>Il dimensionamento della trave di bordo</i>	55
<b>14.</b>	<b>CONCLUSIONI</b>	<b>61</b>

## 1. INTRODUZIONE

### 1.1 DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA E DEL MODELLO DI CALCOLO

Oggetto della presente relazione di calcolo è la struttura metallica con la quale viene realizzato un solaio intermedio al primo piano dell'edificio denominato "C" del plesso centrale dell'Università degli studi di Messina, prospiciente su via Cesare Battisti.

L'edificio oggetto dell'intervento è costituito da due elevazioni fuori terra, ciascuna di superficie complessiva pari a circa  $600 m^2$ , e da un piano completamente interrato; la struttura portante è costituita da una intelaiatura in cemento armato con pilastri e travi che si sviluppano per tutta l'altezza complessiva dell'edificio, in collaborazione con una muratura portante realizzata in mattoni pieni e malta cementizia dello spessore variabile da  $60 cm$  a  $45 cm$ . In corrispondenza di ciascun interpiano sono presenti, in sommità alle murature, dei cordoli di cemento armato a sezione rettangolare di base pari allo spessore del muro sottostante e di altezza pari a  $30 cm$ . Attualmente, il solaio del piano primo costituisce terrazza praticabile.

I solai di interpiano sono realizzati mediante la disposizione di una soletta piena in cemento armato dello spessore di  $20 cm$ . In particolare, tale soletta è realizzata su di un grigliato di travi principali ( $30 \times 40 cm^2$ ) che collegano a volo (in mezzo al solaio) le murature ortogonali intervallate da travi secondarie di sezione ridotta (circa  $30 \times 30 cm^2$ ) aventi una particolare forma a "coda di rondine". Inoltre, le travi principali di sezione rettangolare presentano, in corrispondenza dell'innesto con il cordolo sopra la muratura, una variazione di sezione significativa in altezza che attribuisce alle stessa una particolare forma detta a "bocca di lupo".

Dall'osservazione dello stato di fatto della struttura oggetto dell'intervento, si rileva come la sua progettazione originaria, avvenuta negli anni '20, abbia risentito in maniera sostanziale delle indicazioni normative del tempo, improntate alla realizzazione di strutture molto massicce e corpose, in grado di fornire apprezzabili risposte in termini di resistenza alle azioni sismiche. Del resto, all'indomani del distruttivo terremoto di Messina del 1908, le strutture di nuova edificazione vennero concepite sommando alla tipologia classica costruttiva in muratura la nuova e più performante tipologia intelaiata in cemento armato.

Dall'insieme di queste due differenti tipologie si ottiene la cosiddetta tipologia strutturale di "muratura confinata" che riporta le caratteristiche resistenti non soltanto alla parte di semplice muratura ma anche alla parte in cemento armato. Non solo, ma la presenza dei solai a soletta piena innestati sui cordoli in cemento armato definisce con esattezza un comporta-

mento di impalcato rigido nel proprio piano. Per tali motivi, la struttura dell'edificio si presenta classificabile indubbiamente come una struttura in muratura della cosiddetta "terza classe", capace cioè di esibire un ottimo comportamento scatolare non solo sotto l'azione dei carichi verticali, ma anche e soprattutto sotto l'effetto di azioni sismiche.

L'edificio presenta delle buone caratteristiche di regolarità sia in pianta che in elevazione, dal momento che esso si estende su una impronta a forma rettangolare, che si mantiene tale per tutto il suo sviluppo in altezza. Non si hanno brusche variazioni di sezione resistente in entrambe le direzioni procedendo dal basso verso l'alto, né si avverte una significativa variazione di rigidezza.

L'unica situazione che comporta una modesta eccentricità della struttura viene rilevata dalla presenza al piano terra di due soppalchi, realizzati in anni successivi alla edificazione dell'edificio. Tuttavia, la loro presenza sarà debitamente tenuta in conto nel calcolo di verifica sismica globale dell'edificio.

Gli interpiani presentano le seguenti altezze: piano cantinato  $h_i \cong 300 \text{ cm}$ , piano terra  $h_i \cong 615 \text{ cm}$ , piano primo  $h_i \cong 605 \text{ cm}$ .

Al fine di non incidere in misura sostanziale sulla cubatura esistente, in alternativa ad una nuova edificazione che comporterebbe una effettiva sopraelevazione dell'immobile, si è preferito optare per una soluzione di minore impatto costruttivo e strutturale, ma che al contempo consenta di utilizzare in modo ottimale gli spazi e la volumetria esistente.

Infatti, alla luce dell'altezza del piano primo, è stata prevista la realizzazione di un nuovo piano intermedio da eseguirsi mediante la realizzazione di un soppalco con struttura portante in travi di acciaio collaboranti con una soletta di calcestruzzo gettata in opera al di sopra di una lamiera grecata. Questa soluzione, tra l'altro, si presenta coerente ed affidabile rispetto alle caratteristiche strutturali dell'edificio.

Da una analisi visiva, le condizioni strutturali dell'edificio si presentano soddisfacenti dal momento che non si rivela l'esistenza di danni sensibili alle strutture verticali ed orizzontali.

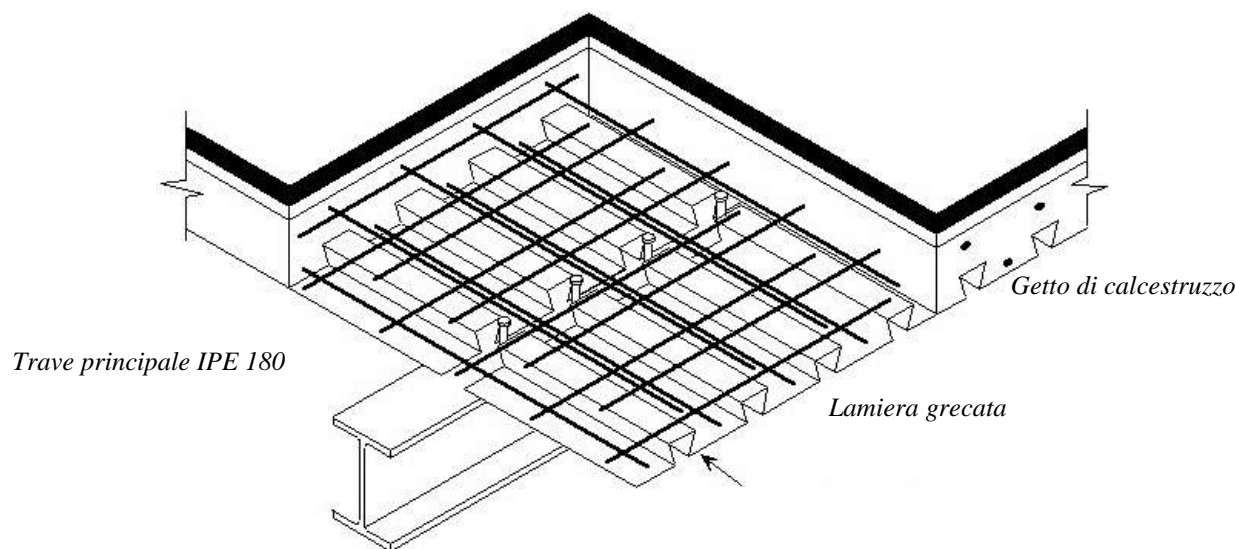
Il piano intermedio in progetto, da un punto di vista strutturale, sarà realizzato mediante una struttura in acciaio composta da travi principali del tipo *IPE 180* che saranno inserite con un assegnato interasse sulle murature esistenti; su dette travi si andrà a disporre una lamiera nervata (grecata) collegata alle medesime travi a mezzo di adeguati sistemi di connessione (pioli in acciaio) e sulla quale verrà steso un getto di calcestruzzo di completamento e di solidarizzazione con la struttura in acciaio.

In particolare, allo scopo di prevedere un comportamento infinitamente rigido del solaio

di progetto nel proprio piano, e di ammorzarlo adeguatamente alla struttura di muratura esistente sul perimetro coperto, si è pensato di realizzare un nuovo cordolo in cemento armato lungo tutto il perimetro interessato dal solaio in progetto. Questo cordolo sarà innestato alla adiacente muratura mediante l'introduzione di un sufficiente numero di barre filettate inserite in perforazioni alcune delle quali inclinate a  $45^\circ$  nei tre piani principali ed altre passanti nello spessore della muratura. Tali perforazioni di sezione adeguata dovranno essere in seguito riempite con malta cementizia fluida espansiva (antiritiro); inoltre, sarà necessario collegare la parte di queste barre emergente dalla muratura all'armatura del cordolo medesimo con un certo interasse.

Per quanto concerne le travi principali del solaio, esse saranno inserite per una lunghezza minima di 20 cm in apposite brecce, eseguite in opera nella muratura, che in seguito dovranno essere riempite con malta cementizia.

Si dovrà prevedere una sufficiente armatura trasversale della soletta di calcestruzzo disposta sopra la lamiera grecata che nello specifico sarà realizzata con una rete a maglia quadrata elettrosaldata di diametro opportuno.



***Rappresentazione tridimensionale della struttura del solaio in acciaio***

Per sua stessa natura di esecuzione, e sulla base dei singoli elementi strutturali in relazione alle prestazioni che in fase di verifica sono richieste, la realizzazione del solaio non prevede alcuna puntellatura né delle travi principali né della lamiera grecata soprastante.

Dal momento che il solaio in progetto sarà realizzato su una struttura esistente, come sarà meglio chiarito negli elaborati grafici esecutivi, sarà necessario inserire delle travi cosid-

dette secondarie o "piattabande" qualora le travi principali da progetto dovessero ricadere in corrispondenza di una apertura (le finestre sul perimetro esterno del primo piano) o in corrispondenza di una porta interna. In tali situazioni si dovrà prevedere la realizzazione di travi a parziale chiusura e protezione del vano inserite in adeguate brecce; queste ultime dovranno essere realizzate nello spessore delle murature di confinamento del vano medesimo; chiaramente, le travi principali in tale situazione risulteranno appoggiate su queste travi secondarie..

Nel seguito di questa relazione saranno dettagliatamente indicati tutti i passi seguiti nel calcolo e nella verifica sia delle travi principali che della lamiera grecata scelta per la realizzazione del solaio. Inoltre, saranno illustrate alcune verifiche di singoli elementi di dettaglio quali l'armatura trasversale della soletta ed il dimensionamento del sistema di connessione acciaio-calcestruzzo di cui la struttura medesima si compone.

Le dimensioni massime degli elementi strutturali, interamente realizzati in officina, sono contenute e non presentano problemi di trasporto.



## 1.2 QUADRO NORMATIVO DI RIFERIMENTO

Per il calcolo del solaio in acciaio ed in particolare delle travi principali su cui sarà inserita la lamiera grecata, nonché le verifiche della lamiera medesima si è fatto principale riferimento alle seguenti normative:

- 1) D.M. Infrastrutture 14/01/2008:  
**“Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni”**.
- 2) D.M. 9 gennaio 1996:  
**“Norme tecniche per il calcolo, l’esecuzione e il collaudo delle opere in c.a. normale, precompresso e per le strutture metalliche”**.
- 3) D.M. 16 gennaio 1996  
**“Norme tecniche relative ai “Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi”**.
- 4) O.P.C.M. 3274 del 20/03/2003 e s.m.i.  
**“Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica”**.

Le normative suddette sono contenute nel Supplemento Ordinario n.30 alla Gazzetta Ufficiale n. 29 del 4 febbraio 2008, nel Supplemento Ordinario alla *Gazzetta Ufficiale* n. 29 del 5 febbraio 1996 - serie generale e nel supplemento ordinario alla *Gazzetta Ufficiale* n. 217 del 16 settembre 1996.

Oltre alle normative suddette, si è tenuto debitamente conto dove necessario ed espressamente richiamato nella normativa italiana in vigore anche delle seguenti :

- 1) **UNI EN 1993-1-3** (Eurocodice 3): *“Progettazione delle strutture in acciaio”, Regole generali- Regole Supplementari per l’impiego dei profilati e delle lamiere sottili piegati a freddo »*.
- 2) **UNI EN 1994-1-1** (Eurocodice 4): *“Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo”: Regole generali- Regole Supplementari per l’impiego dei profilati e delle lamiere sottili piegati a freddo*
- 3) **CNR-UN 10011 giugno 1988**: *«Costruzioni in acciaio – Istruzioni per il calcolo, l’esecuzione, il collaudo e la manutenzione»*.
- 4) **CNR-UNI 10012/85**: *«Istruzioni per la valutazione delle azioni sulle costruzioni»*.
- 5) **CNR-UNI 10024/86**: *«Analisi di strutture mediante elaboratore, impostazione e redazione delle relazioni di calcolo»*.
- 6) **UNI EN 10025**: *«Prodotti laminati a caldo di acciai non legati per impieghi strutturali»*.
- 7) **UNI EN 10210-1**: *«Profilati cavi finiti a caldo di acciai non legati e a grano fine per impieghi strutturali»*

- 8) **UNI EN 10147-1993:** «Lamiere e nastri di acciaio per impieghi strutturali, zincati per immersione a caldo in continuo».
- 9) **UNI CNR 10022:** «Profilati di acciaio formati a freddo per impieghi strutturali».

### 1.3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI UTILIZZATI

I materiali da impiegarsi nella realizzazione del solaio intermedio con struttura in acciaio dovranno rispettare le seguenti caratteristiche chimico-fisiche in termini di resistenza caratteristica:

#### ➤ Calcestruzzo

In fase progettuale, si adotta un calcestruzzo con classe di resistenza pari a C25/30 (punto 4.1 del D.M. 14/01/2008), con resistenza caratteristica cubica a compressione pari a  $R_{ck} = 300 \text{ kg/cm}^2$ , e resistenza caratteristica cilindrica a compressione pari a  $f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} = 250 \text{ kg/cm}^2$ .

Si assume un modulo di Young istantaneo, tangente all'origine del diagramma  $\sigma - \varepsilon$ , deducibile dalla relazione:  $E_c = 5700 \sqrt{R_{ck}} = 312200 \text{ kg/cm}^2$ .

Il coefficiente di Poisson lo si pone pari a  $\nu = 0,2$  mentre quello di dilatazione termica è  $10 \times 10^{-6} \text{ C}^{-1}$ ; il peso del conglomerato è da assumersi pari a  $2500 \text{ kg/m}^3$ .

La resistenza di calcolo del calcestruzzo a compressione semplice è calcolata come (punto 4.1.2.1.1 del citato D.M.):

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{0.85 \cdot f_{ck}}{1.5} = 141.6 \text{ kg/cm}^2;$$

essendo  $\gamma_c$  un coefficiente di sicurezza che limita la probabilità che tale valore di resistenza non venga raggiunto (frattile), e che assume il valore di 1,5 per gli stati limite ultimi.

Per il calcestruzzo si adotta un diagramma convenzionalmente parabola – rettangolo, la cui ordinata massima è pari a  $f_{cd}$  ed a cui corrisponde una deformazione al limite elastico pari a  $\varepsilon_{c2} = 0.002$  ed una deformazione ultima alla rottura pari a  $\varepsilon_{cu} = 0.0035$ .

Il valore medio della resistenza a trazione semplice (assiale) in mancanza di diretta sperimentazione può essere assunto pari a:

$$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 11.90 \text{ kg/cm}^2$$

ed il cui valore caratteristico si assume pari a:

$$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 8.33 \text{ kg/cm}^2.$$

Il valore medio della resistenza a trazione per flessione in mancanza di diretta sperimentazione può essere assunto pari al 20% in più di quello a trazione semplice, ed il suo valore caratteristico si assume pari a :

$$f_{ctk} = 1.3 \cdot f_{cm} = 18.56 \text{ kg/cm}^2 .$$

Sulla base di questi valori caratteristici, la resistenza di calcolo a trazione risulterà pari a:

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_c} = \frac{18.56}{1.5} = 12.37 \text{ kg/cm}^2 ;$$

➤ **Acciaio per armature**

Per l'acciaio si è usato il tipo *FeB 44K* ad aderenza migliorata, con valore della tensione caratteristica di snervamento  $f_{yk} = 4300 \text{ kg/cm}^2$  ed il cui modulo elastico si assume pari a  $E_f = 2100000 \text{ kg/cm}^2$ .

Le resistenze di calcolo sono ottenute come rapporto tra le resistenze caratteristiche e opportuni coefficienti di sicurezza, variabili in relazione allo stato limite considerato.

Nel caso specifico, per gli stati limite ultimi, risulta:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{4300}{1.15} = 3739.1 \text{ kg/cm}^2$$

avendo assunto un coefficiente di sicurezza pari a  $\gamma_s = 1.15$ .

➤ **Acciaio strutturale**

Per l'acciaio (punto 11.3.4.1 del D.M. 14/01/2008) delle travi principali è stato utilizzato il tipo *S355* ovvero *Fe510* conforme alla norma della serie UNI EN 10025 (per i laminati) che presenta una tensione caratteristica a rottura pari a

$$f_{uk} = 510 \text{ N/mm}^2 \text{ (5100 kg/cm}^2\text{)}$$

ed una tensione caratteristica allo snervamento pari a

$$f_{yk} = 355 \text{ N/mm}^2 \text{ (3550 kg/cm}^2\text{)}$$

Il modulo elastico è pari a  $E_f = 2100000 \text{ kg/cm}^2$ , il coefficiente di Poisson si adotta pari a

$$\nu = 0.3 \text{ ed il modulo di elasticità trasversale pari a } G = \frac{E}{2(1+\nu)} \text{ kg/cm}^2 .$$

Il coefficiente di espansione termica lineare pari a  $\alpha = 12 \times 10^{-6} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$  e la densità pari a  $\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$ .

Nelle verifiche di sicurezza si adotterà un coefficiente parziale di sicurezza sul materiale pari a

$$\gamma_{M0} = 1.05 \text{ (punto 4.2.4.1 del D.M. 14/01/2008).}$$

➤ **Acciaio costituente la lamiera grecata**

Si prevede l'impiego dell'acciaio del tipo *Fe E 280G* definito dalla norma UNI EN 10147 ed equivalente per le prestazioni meccaniche al tipo *Fe 510* prescritto dalle norme UNI CNR 10022, il cui valore della tensione caratteristica allo snervamento si assume pari a  $f_{yk} = 355 \text{ N/mm}^2$  ( $3550 \text{ kg/cm}^2$ ).

➤ **Acciaio dei connettori**

Si prevede l'utilizzo di connettori a piolo muniti di testa in acciaio zincato con una tensione caratteristica a rottura pari a  $f_{uk} = 450 \text{ N/mm}^2$  ( $4500 \text{ kg/cm}^2$ ) ed una tensione caratteristica allo snervamento pari a  $f_{yk} = 350 \text{ N/mm}^2$  ( $3500 \text{ kg/cm}^2$ ).

Per tutti gli elementi strutturali in acciaio è prevista un'adeguata protezione contro la corrosione, che consiste in una zincatura a caldo secondo UNI EN ISO 1461.

#### **1.4 METODOLOGIA DI ANALISI E VERIFICA STRUTTURALE**

L'analisi strutturale viene condotta secondo la metodologia di calcolo semiprobabilistica agli Stati Limite, con individuazione dei carichi caratteristici permanenti e variabili con una probabilità di superamento al più del 5%. (punto 2.2 del D.M. 14/01/2008). Infatti, sulla base del citato D.M. la sicurezza e le prestazioni dell'opera in progettazione dovrà essere valutata in relazione agli stati limite che si possono verificare durante la sua vita nominale. In particolare, la struttura dovrà possedere i seguenti requisiti:

*sicurezza nei confronti di stati limite ultimi (SLU):* capacità di evitare crolli, perdite di equilibrio e dissesti gravi, totali o parziali, che possano compromettere l'incolumità delle persone ovvero comportare la perdita di beni, ovvero provocare gravi danni ambientali e sociali, ovvero mettere fuori servizio l'opera;

*sicurezza nei confronti di stati limite di esercizio (SLE):* capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio;

La struttura oggetto di calcolo non è interessata da carichi di tipo eccezionale.

Al fine di garantire la sicurezza della struttura nei confronti degli stati limite ultimi e di esercizio, ciascun elemento strutturale sarà verificato:

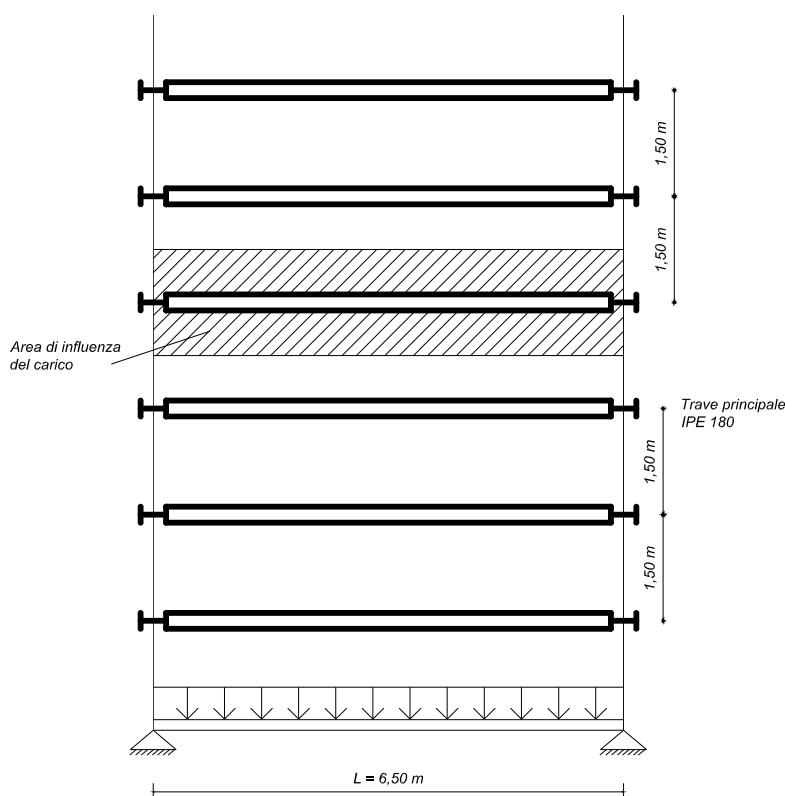
per gli stati limite ultimi che possono presentarsi, in conseguenza delle diverse combinazioni delle azioni definite in fase progettuale;

per gli stati limite di esercizio definiti in relazione alle prestazioni attese.

Per la valutazione della sicurezza della struttura è stato adottato il criterio semiprobabili-

stico agli stati limite basato sull'impiego di alcuni coefficienti parziali di sicurezza. Seguendo tale metodo, la sicurezza strutturale dovrà essere verificata tramite il confronto tra la resistenza e l'effetto delle azioni. Per la sicurezza strutturale, la resistenza dei materiali impiegati e le azioni agenti sono rappresentate dai loro valori caratteristici definiti rispettivamente come il frattile inferiore delle resistenze ed il frattile (superiore o inferiore) delle azioni che minimizzano la sicurezza. Tali frattili sono stati assunti pari al 5%.

La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite ultimi di resistenza si effettua con il "metodo dei coefficienti parziali" di sicurezza espresso dall'equazione formale  $R_d \geq E_d$ , dove  $R_d$  è la resistenza di progetto, valutata in base ai valori di progetto della resistenza dei materiali ed ai valori nominali delle grandezze geometriche interessate, mentre  $E_d$  è il valore di progetto dell'effetto delle azioni.



**Rappresentazione schematica del modello strutturale di calcolo delle travi principali**

I coefficienti parziali di sicurezza  $\gamma_{Mi}$  e  $\gamma_{Fj}$  associati rispettivamente al materiale i-esimo ed all'azione j-esima, tengono in conto la variabilità delle rispettive grandezze e le incertezze relative alle tolleranze geometriche ed alla affidabilità del modello di calcolo.

Sulla base delle disposizioni contenute al punto 2.4 del D.M. 14/01/2008, il calcolo

della struttura in esame è stato eseguito con riferimento ad una vita nominale  $V_N$  dell'opera che è stata posta maggiore di 50 anni; ove per vita nominale si intende il numero di anni nel quale la struttura, purchè soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è stata destinata.

Nella figura precedente viene riportata una rappresentazione schematica del solaio con l'indicazione delle travi principali e dell'interasse tra di loro, nonché dell'area di influenza del carico in base alla quale sono state impostate le verifiche degli elementi strutturali.

### **1.5 COMBINAZIONI DELLE AZIONI**

Ai fini delle verifiche degli stati limite, le singole azioni agenti sulla struttura classificate in base al modo di esplicarsi, in base alla risposta strutturale esibita, ed in base alla variazione della loro intensità nel tempo, vengono combinate secondo la formula seguente valida come combinazione fondamentale impiegata per gli Stati Limite Ultimi:

$$E_d = \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \sum_{i=3}^n (\gamma_{Qi} \cdot \psi_{0i} \cdot Q_{ki})$$

Nella espressione precedente:

- $E_d$  : azione di progetto;
- $G_k$  : carichi permanenti al loro valore caratteristico o l'effetto causato da essi (forze o momenti);
- $Q_{ki}$  : carichi variabili al loro valore caratteristico o l'effetto causato da essi (forze o momenti);
- $\gamma_{Gi}$  : i-esimo coefficiente parziale di sicurezza che sia per i carichi permanenti che per quelli permanenti non strutturali si assume pari a 1,3 (1,0 se il suo contributo è a favore della sicurezza);
- $\gamma_{Qi}$  : i-esimo coefficiente parziale di sicurezza dei carichi variabili che si assume pari a 1,5 (0 se il suo contributo è a favore della sicurezza);
- $\psi_{0i}$  : i-esimo coefficiente di combinazione che tiene conto della ridotta probabilità che tutti i carichi variabili agiscano contemporaneamente; esso si assume pari a 0,60 per i carichi da vento e per le variazioni termiche, mentre si assume pari a 0,50 per i carichi da neve.

Per la verifica agli stati limite di esercizio, sono state adottate differenti combinazioni caratteristiche: rara, frequente e quasi permanente. In particolare esse sono date come:

Combinazione caratteristica rara:

$$E_d = G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\psi_{0i} \cdot Q_{ki})$$

Combinazione caratteristica frequente impiegata per gli stati limite di esercizio reversibili:

$$E_d = G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{12} \cdot Q_{k2} + \sum_{i=3}^n (\psi_{1i} \cdot Q_{ki})$$

Combinazione caratteristica quasi permanente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$E_d = G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \sum_{i=3}^n (\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

I coefficienti di combinazione (tab. 2.5.1 del D.M. 14/01/2008) sono assunti pari a:  $\psi_{1i} = 0.2$  per i carichi da vento e da neve e  $\psi_{1i} = 0.5$  per i carichi dovuti alle variazioni termiche; mentre  $\psi_{2i} = 0$  per i carichi da vento, da neve e variazioni termiche.

Nel caso specifico della struttura in esame, le uniche azioni che sono state combinate agli stati limite sono i carichi permanenti ed i carichi variabili, dal momento che il solaio non risulta essere interessato dalle azioni derivanti dai carichi dovuti alla neve ed al vento. Inoltre, le azioni sismiche orizzontali non sono state tenute in conto, dal momento che esse saranno da computare in modo dettagliato e specifico nella verifica sismica dell'edificio nella sua globalità.

## **2. ANALISI DEI CARICHI**

L'analisi dei carichi agenti sulla trave principale e sul solaio in generale sarà svolta con riferimento sia alla fase di costruzione del solaio nella quale la lamiera grecata non svolge alcuna funzione strutturale, che alla fase in cui dopo la maturazione del getto la soletta di calcestruzzo collabora con la lamiera grecata alla resistenza del solaio.

### **2.1 I FASE (DI COSTRUZIONE)**

In questa fase, dal momento che non è prevista puntellazione del solaio, sulla trave in acciaio insiste solamente il peso del getto della soletta di calcestruzzo. Nello spirito della metodologia degli stati limite, l'analisi dei carichi sarà effettuata pertanto suddividendo le azioni permanenti dalle azioni variabili.

Sulla base dello schema rappresentativo del solaio, riportato in figura 1 nella quale si individua l'area di influenza agente su ciascuna trave principale che nello specifico risulta esse-

re pari all'interasse  $i = 1,50 \text{ m}$  tra le medesime travi del solaio, si ha:

➤ **Azioni permanenti  $G_k$**

Peso del cls della soletta

$$\rho_{cls} \times i \times \left(0,050 + \frac{0,055}{2}\right) = 25 \times 1,50 \times \left(0,050 + \frac{0,055}{2}\right) = 2,906 \text{ KN/m}$$

Peso della lamiera grecata  $\gamma_{lamiera} \times i = 0,15 \times 1,50 = 0,225 \text{ KN/m}$

(essendo  $\gamma_{lamiera} = 0,15 \text{ KN/m}^2$ )

Peso della trave principale (IPE 180)  $0,188 \text{ KN/m}$

**Carico complessivo permanente**  $G_k = 3,319 \text{ KN/m}$

➤ **Azioni variabili  $Q_k$**

In generale per le travi non vi sono regole specifiche sui carichi variabili in fase di costruzione. Si è tuttavia adottato il carico indicato per le solette composte dall'Eurocodice 4 che considera un carico uniformemente distribuito di  $1,5 \text{ KN/m}^2$  applicato su un'area di  $3 \times 3 \text{ m}^2$ . Per questa ragione e per semplicità, il carico totale per le attrezzature di costruzione si assume pari a:

$$Q_k = 1,5 \times 3 \times 3 = 13,5 \text{ KN}$$

Esso viene considerato come un carico concentrato applicato in mezzeria della trave in progetto.

**2.2 II FASE (TRAVE COMPOSTA)**

Dopo la maturazione del getto di calcestruzzo, la soletta è collaborante. Le verifiche allo stato limite ultimo vengono, pertanto, eseguite come se l'intero carico fosse stato applicato fin dall'inizio alla trave composta. Del resto, allo stato limite ultimo la struttura "si dimentica" la storia di carico.

➤ **Azioni permanenti  $G_k$**

Peso del calcestruzzo della soletta

$$\rho_{cls} \times i \times \left(0,050 + \frac{0,055}{2}\right) = 25 \times 1,50 \times \left(0,050 + \frac{0,055}{2}\right) = 2,906 \text{ KN/m}$$

Peso della lamiera grecata  $\gamma_{lamiera} \times i = 0,15 \times 1,50 = 0,225 \text{ KN/m}$

Peso della trave principale (IPE 180)  $0,188 \text{ KN/m}$



Peso del controsoffitto  $0.5 \times 1.50 = 0.75 \text{ KN/m}$

**Carico complessivo permanente**  $G_k = 4.069 \text{ KN/m}$

➤ **Azioni variabili  $Q_k$**

Si adotta un sovraccarico accidentale pari a  $Q_k = 3 \text{ KN/m}^2$  ( $= 300 \text{ Kg/m}^2$ ) corrispondente alla categoria B sottocategoria B2 (Uffici aperti al pubblico).

Per tale motivo si ha:

Peso dovuto al carico variabile  $3 \times 1.50 = 4.50 \text{ KN/m}$

Peso dovuto ai tramezzi interni  $1 \times 1.50 = 1.50 \text{ KN/m}$

**Carico complessivo variabile**  $Q_k = 6.0 \text{ KN/m}$

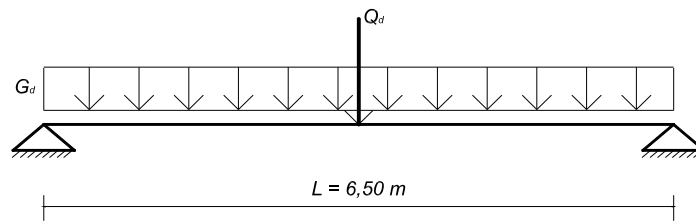
Ai fini delle verifiche allo stato limite ultimo per entrambe le fasi in progetto, si adottano i seguenti coefficienti parziali di sicurezza (punto 2.6.1 del D.M. 14/01/2008)\_

- Per le azioni  $\gamma_G = 1.3$  e  $\gamma_Q = 1.5$
- Per i materiali  $\gamma_a = 1.05$  (acciaio strutturale),  $\gamma_c = 1.50$  (calcestruzzo),  $\gamma_s = 1.15$  (acciaio per armature),  $\gamma_{ap} = 1.10$  (acciaio lamiera grecata).

### **3. VERIFICHE IN FASE DI COSTRUZIONE**

In questa fase la trave principale di acciaio non ha soletta collaborante. Si eseguono pertanto le verifiche a flessione e a taglio allo stato limite ultimo ed il controllo di deformazione allo stato limite di esercizio. Non si esegue la verifica all'instabilità flessio-torsionale (svergolamento) ipotizzando che la lamiera grecata, solidarizzata alla trave dai pioli di acciaio (connettori) sia sufficiente a controventare le travi in fase di costruzione.

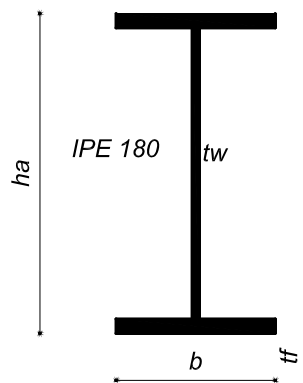
Le verifiche in questa fase verranno condotte sulla base del seguente schema strutturale di trave appoggiata appoggiata di luce pari a  $L = 6,50 \text{ m}$  con un carico uniformemente distribuito  $G_d = \gamma_G \cdot G_k = 1.3 \cdot 3,319 = 4,314 \text{ KN/m}$  ed un carico concentrato in mezzzeria pari a  $Q_d = \gamma_Q \cdot Q_k = 1.5 \cdot 13.5 = 20.25 \text{ KN}$



*Rappresentazione dello schema statico di calcolo*

### 3.1 CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLE TRAVI PRINCIPALI

Si adottano per le travi principali costituenti il solaio delle travi appartenenti alla tipologia dei laminati a doppio T ad ali uguali del tipo in commercio *IPE 180* riportata nella figura seguente.



*Sezione trasversale della trave principale*

In particolare ai fini delle verifiche si riportano di seguito le principali caratteristiche geometriche.

$h_a = 180 \text{ mm}$  è l'altezza della sezione

$b = 91 \text{ mm}$  è la larghezza della base

$t_f = 8.0 \text{ mm}$  è lo spessore delle ali

$t_w = 5.3 \text{ mm}$  è lo spessore dell'anima

$r = 9 \text{ mm}$  è il raggio del raccordo ali-anima

$h_w = h_a - 2 \cdot t_f - 2 \cdot r = 146 \text{ mm}$  è l'altezza dell'anima al netto delle ali

$A_a = 2390 \text{ mm}^2$  è l'area della sezione trasversale

$I_Y = 1320 \times 10^4 \text{ mm}^4$  è il momento di inerzia della sezione

$W_y = 146.0 \times 10^3 \text{ mm}^3$  è il modulo di resistenza della sezione

$W_{pl,y} = 166.4 \times 10^3 \text{ mm}^3$  è il modulo di resistenza plastico della sezione

### 3.2 CLASSIFICAZIONE DELLA SEZIONE

Sulla base del punto 4.2.3.1 del D.M. 14/01/2008 ed ai fini della verifica allo stato limite ultimo della sezione è necessario classificare la sezione utilizzata in funzione della sua capacità rotazionale e sulla base delle curvature corrispondenti al raggiungimento della deformazione ultima e dello snervamento.

Il coefficiente  $\varepsilon$  di riferimento è pari a:

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_{yk}}} = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0.81$$

Noto  $\varepsilon$  si dovrà verificare il soddisfacimento di due differenti disequazioni per le ali ipotizzate in compressione e per l'anima ipotizzata soggetta a flessione. Pertanto,

ali in compressione  $\frac{c}{t_f} = \frac{1}{8} \cdot \left(\frac{b}{2}\right) = 5.68 < 9\varepsilon (=7.29)$  la sezione è di classe 1

anima (flessione)  $\frac{h_w}{t_w} = \frac{146.0}{5.3} = 27.54 < 72\varepsilon (=58.32)$  la sezione è di classe 1

La sezione è di classe 1 (è una sezione compatta).

### 3.3 VERIFICA A FLESSIONE

Sulla base dello schema di trave appoggiata appoggiata di luce complessiva  $L = 6,50 \text{ m}$ , con un carico uniformemente distribuito  $G_d = \gamma_G \cdot G_k = 1.3 \cdot 3,319 = 4.314 \text{ KN/m}$  ed un carico concentrato in mezzeria pari a  $Q_d = \gamma_Q \cdot Q_k = 1.5 \cdot 13.5 = 20.25 \text{ KN}$ , il valore massimo del momento flettente si ha nella sezione di mezzeria e vale:

$$M_{sd} = G_d \cdot \frac{L^2}{8} + Q_d \cdot \frac{L}{4} = 55.68 \text{ KN} \times \text{m}$$

Il momento plastico resistente di calcolo della sezione è pari a:

$$M_{pl,a,Rd} = W_{pl,y} \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_a} = 166.4 \times 10^3 \cdot \frac{355}{1.05} = 56.25 \text{ KN} \times \text{m}$$

Dal momento che  $M_{pl,a,Rd} > M_{sd}$  la verifica è soddisfatta.

Si riporta di seguito anche la verifica di una seconda situazione di carico corrispondente alla disposizione di travi *YPE 180* lungo la luce di  $3.50 \text{ m}$ , disposte ad un interasse  $3.50 \text{ m}$ .

Queste verifiche sempre nell'ipotesi di schema strutturale di trave appoggiata appoggiata, saranno condotte con riferimento ad un carico permanente di calcolo pari a  $G_d = \gamma_G \cdot G_k = 1.3 \cdot 6.45 = 9.75 \text{ KN/m}$  ed un carico concentrato in mezzeria pari a  $Q_d = \gamma_Q \cdot Q_k = 1.5 \cdot 13.5 = 20.25 \text{ KN}$ .

In queste condizioni, il valore massimo del momento flettente si ha sempre nella sezione di mezzeria e vale:

$$M_{sd} = G_d \cdot \frac{L^2}{8} + Q_d \cdot \frac{L}{4} = 32.63 \text{ KN} \times m$$

Dal momento che  $M_{Pl,a,Rd} > M_{sd}$  la verifica per questa trave è soddisfatta.

### 3.4 VERIFICA A TAGLIO

Sulla base dello schema strutturale di progetto, il valore massimo del taglio si ottiene in corrispondenza della sezione di appoggio ed assume il seguente valore:

$$V_{sd} = G_d \cdot \frac{L}{2} + \frac{Q_d}{2} = 24.145 \text{ KN}$$

Il taglio plastico resistente di calcolo della sezione è pari a:

$$V_{Pl,a,Rd} = A_v \cdot \left( \frac{f_{yk}}{\sqrt{3}} \right) / \gamma_a = 842.4 \cdot \left( \frac{355 \times 10^{-3}}{1.05 \cdot \sqrt{3}} \right) = 164.39 \text{ KN}$$

nella quale  $A_v = [A_a - 2 \cdot h_w \cdot t_w] = 842.4 \text{ mm}^2$  è l'area di taglio della sezione della trave.

Dal momento che  $V_{Pl,a,Rd} > V_{sd}$  la verifica è soddisfatta.

Inoltre, dal momento che  $V_{sd} < 0.5 \cdot V_{Pl,a,Rd}$ , non è necessaria nessuna riduzione del momento resistente. In questo modo è possibile trascurare l'influenza del taglio sulla resistenza a flessione della trave.

Anche in questo caso, facendo riferimento alla trave *IPE 180* sulla luce di  $L=3.50 \text{ m}$ , si ha

$$V_{sd} = G_d \cdot \frac{L}{2} + \frac{Q_d}{2} = 27.18 \text{ KN}$$

e dal momento che  $V_{Pl,a,Rd} > V_{sd}$  la verifica è soddisfatta.

### **3.5 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO**

Per questa verifica il carico variabile  $Q_k$  dovuto ai mezzi d'opera non è considerato nel calcolo della freccia. In queste condizioni, la freccia dovuta ai soli carichi permanenti  $G_k$  con il loro valore caratteristico è pari a :

$$\delta_1 = \frac{5}{384} \frac{G_k \cdot L^4}{E \cdot I_Y} = \frac{5}{384} \frac{3.319 \cdot 6000^4}{210000 \cdot 1317 \times 10^4} = 27.89 \text{ mm} \approx \frac{L}{250}$$

Pertanto, anche questa verifica è soddisfatta.

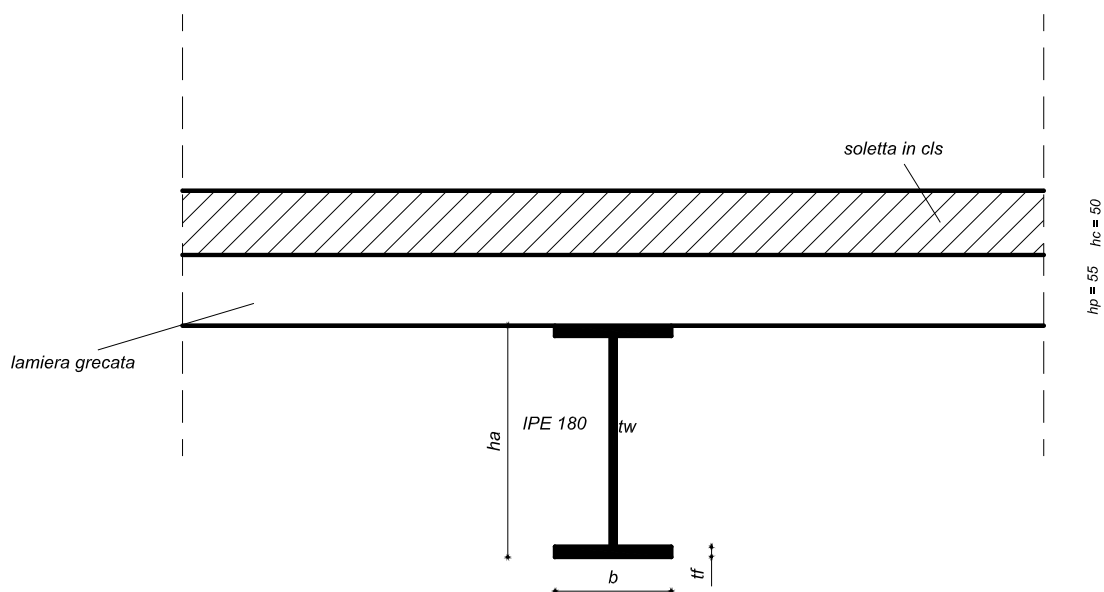
In officina, tuttavia, al fine di ridurre ulteriormente le deformazioni, si dovrà prevedere una premonta iniziale della trave pari a  $\delta_0 = 18 \text{ mm}$  . In questo modo la massima freccia risulterà pari a  $\delta_{\max} = 27.89 - 18 = 9.90 \text{ mm}$  .

Per quanto concerne la trave sulla luce di 3.50 m, essendo il carico permanente  $G_k = 6.45 \text{ KN/m}$  , la freccia in mezzeria vale:

$$\delta_1 = \frac{5}{384} \frac{G_k \cdot L^4}{E \cdot I_Y} = \frac{5}{384} \frac{7.50 \cdot 3500^4}{210000 \cdot 1317 \times 10^4} = 5.29 \text{ mm} \approx \frac{L}{700}$$

## **4. VERIFICHE IN FASE DI SOLETTA COLLABORANTE**

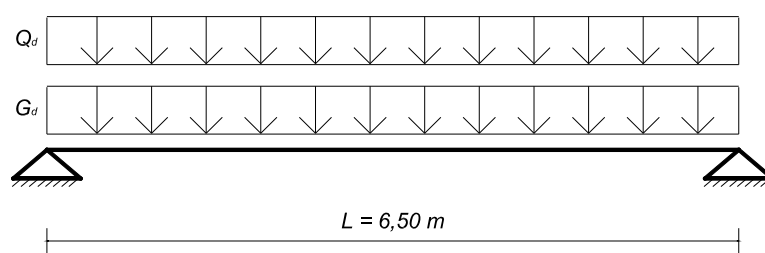
In questa fase il pacchetto costituente il solaio di acciaio costituito dalla trave principale, dalla lamiera grecata e dalla soletta in calcestruzzo si presenta come una unica struttura composta acciaio-calcestruzzo e pertanto sarà analizzata e verificata sulla base delle prescrizioni normative riportate al punto 4.3 del D.M. 14/01/2008. In figura si riporta la sezione trasversale della trave composta.



*Sezione trasversale della trave composta acciaio-calcestruzzo*

In particolare, con riferimento alle verifiche allo stato limite ultimo, sulla base della classe di appartenenza della sezione saranno svolte le verifiche a flessione, a taglio e a taglio-flessione.

Le verifiche in questa fase verranno condotte sulla base del seguente schema strutturale di trave appoggiata appoggiata di luce pari a  $L = 6,50 \text{ m}$  con un carico uniformemente distribuito  $G_d = \gamma_G \cdot G_k = 1,3 \cdot 4,069 = 5,289 \text{ KN/m}$  dovuto ai carichi permanenti ed uno di intensità pari a  $Q_d = \gamma_Q \cdot Q_k = 1,5 \cdot 6,0 = 9,0 \text{ KN/m}$  dovuto ai carichi variabili.



*Schema statico di calcolo*

Come visto nella sezione precedente la sezione in acciaio IPE 180 appartiene alla classe 1.

Inoltre, come riportato al punto 4.3.2.3 del citato D.M. si assume una larghezza efficace della sezione pari a:

$$b_{eff} = \sum b_e = 2 \cdot \frac{6000}{8} = 1500 \text{ mm}$$

Tale larghezza efficace risulta essere pari all'interasse con il quale sono disposte le travi principali.

#### 4.1 VERIFICA A FLESSIONE

Sulla base dello schema strutturale adottato in progetto, il valore massimo del momento flettente si ha nella sezione di mezzera e vale:

$$M_{sd} = (G_d + Q_d) \cdot \frac{L^2}{8} = (1.30 \cdot 4.069 + 1.5 \cdot 6.0) \frac{6.5^2}{8} = 75.46 \text{ KN} \times m$$

La resistenza a compressione della soletta di calcestruzzo è pari a:

$$R_c = b_{eff} \cdot h_c \cdot \frac{0.85 \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = 1500 \cdot 50 \cdot 0.85 \cdot \frac{25 \times 10^{-3}}{1.5} = 1062 \text{ KN}$$

La resistenza a trazione della trave in acciaio è pari a:

$$R_a = A_a \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_a} = 2390 \cdot \frac{355 \times 10^{-3}}{1.05} = 808.0 \text{ KN}$$

Dal momento che  $R_a < R_c$  l'asse neutro taglia la soletta. Per tale motivo la resistenza a flessione è governata dall'acciaio. Imponendo l'equilibrio alla traslazione, si individua la posizione dell'asse neutro, ovvero l'altezza del calcestruzzo compresso che è pari a:

$$x = \frac{R_a}{R_c} \cdot h_c = 38.04 \text{ mm}$$

Nota la posizione dell'asse neutro, il momento plastico resistente di calcolo della sezione è pari a:

$$M_{Pl,a,Rd} = R_a \cdot \left( \frac{h}{2} + h_p + h_c - \frac{x}{2} \right) = 808 \cdot \left( 90 + 55 + 50 - \frac{38.04}{2} \right) \times 10^{-3} = 142.09 \text{ KN} \times m$$

Dal momento che  $M_{Pl,a,Rd} > M_{sd}$  la verifica è soddisfatta.

#### 4.2 VERIFICA A TAGLIO

Sulla base dello schema strutturale di progetto, il valore massimo del taglio si ottiene in corrispondenza della sezione di appoggio ed assume il seguente valore:

$$V_{sd} = (G_d + Q_d) \cdot \frac{L}{2} = 46.44 \text{ KN}$$

Il taglio plastico resistente di calcolo è pari a :

$$V_{Pl,a.Rd} = A_v \cdot \left( \frac{f_{yk}}{\sqrt{3}} \right) / \gamma_a = 842.4 \cdot \left( \frac{355 \times 10^{-3}}{1.05 \cdot \sqrt{3}} \right) = 164.39 \text{ KN}$$

Dal momento che  $V_{Pl,a.Rd} > V_{sd}$  la verifica è soddisfatta.

Inoltre, essendo  $h_w/t_w = 27.54 < 72\varepsilon$  non è necessario fare la verifica alla instabilità a taglio dell'anima della trave.

Analogamente al caso relativo alla I fase, dal momento che  $V_{sd} < 0.5 \cdot V_{Pl,a.Rd}$ , è possibile trascurare l'influenza del taglio sulla resistenza a flessione della trave.

## **5. VERIFICA DEL SISTEMA DI CONNESSIONE**

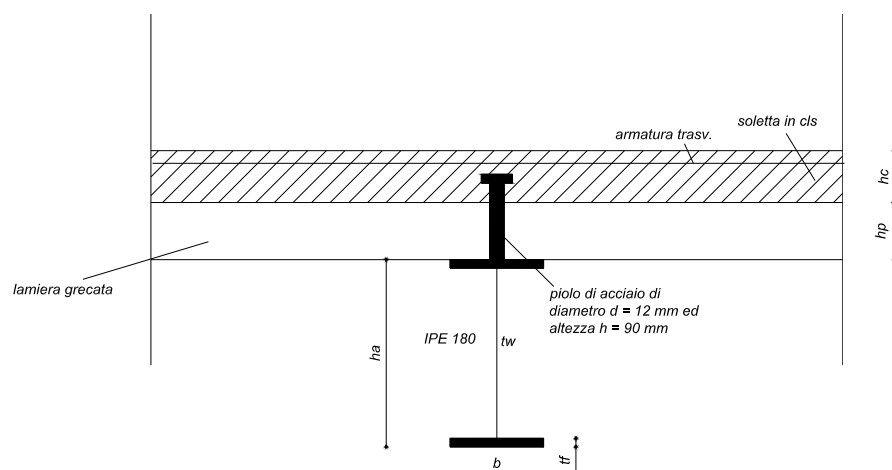
Nel caso delle strutture composte, si definiscono sistemi di connessione i dispositivi atti ad assicurare la trasmissione delle forze di scorrimento tra acciaio e calcestruzzo.

Per le travi, sull'intera lunghezza devono essere previsti connettori a taglio ad armatura trasversale in grado di trasmettere la forza di scorrimento tra la soletta e la trave di acciaio, trascurando l'effetto dell'aderenza tra le due parti.

In progetto saranno utilizzati dei connettori cosiddetti "duttili", ovvero caratterizzati da una capacità deformativa sufficiente per consentire una distribuzione uniforme delle forze di scorrimento tra soletta e trave allo stato limite ultimo.

Dal momento che la sezione utilizzata è di classe 1, è possibile utilizzare una connessione a taglio a parziale ripristino di resistenza solo se il carico ultimo di progetto è minore di quello che potrebbe essere sopportato dallo stesso elemento progettato con connessioni a completo ripristino di resistenza. Nel seguito verranno illustrati i due tipi di connessioni e sarà scelto uno di essi. Le verifiche di resistenza rispettano le prescrizioni normative riportate al punto 4.3.4.3.1 del D.M. 14/01/2008.





Sezione trasversale del solaio con piolo

### 5.1 RESISTENZA DI PROGETTO DEL CONNETTORE

Al fine di realizzare la connessione tra la lamiera grecata e la trave principale in acciaio, saranno utilizzati dei connettori a piolo muniti di testa in acciaio zincato del diametro di  $d = 12 \text{ mm}$  e di altezza pari a  $h_{sc} = 90 \text{ mm}$ .

Essendo  $h_{sc}/d = 7.5 > 4$  (punto 4.3.4.3.1.2 del citato D.M.) si adatterà nel calcolo della resistenza della connessione a piolo un coefficiente  $\alpha = 1$ .

In tali condizioni, la resistenza di calcolo a taglio di un piolo dotato di testa, posto nella soletta di calcestruzzo piena, è data dal valore minore tra la resistenza a taglio del gambo del piolo data da:

$$P_{Rd,1} = \frac{0.8 \cdot f_{tu}}{\gamma_v} \cdot \left( \frac{\pi \cdot d^2}{4} \right) = \frac{0.8 \cdot 450 \times 10^{-3}}{1.25} \cdot \left( \frac{\pi \cdot 12^2}{4} \right) = 32.55 \text{ KN}$$

e la resistenza a rifollamento del calcestruzzo data da:

$$P_{Rd,2} = \frac{0.29 \cdot \alpha \cdot d^2 (f_{ck} \cdot E_c)^{0.5}}{\gamma_v} = \frac{0.29 \cdot 1 \cdot 18^2 \times 10^{-3}}{1.25} \cdot (25 \cdot 17200)^{0.5} = 49.20 \text{ KN}$$

essendo  $\gamma_v = 1.25$  il coefficiente parziale di sicurezza della connessione,  $f_{tu} = 450 \text{ N/mm}^2$  è la resistenza a rottura dell'acciaio del piolo,  $f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$  la resistenza caratteristica cilindrica del calcestruzzo della soletta.

Pertanto si assume come resistenza di calcolo a taglio del gambo del piolo il valore pari a

$$P_{Rd} = P_{Rd,1} = 32.55 \text{ KN}.$$

Dal momento che le greche della lamiera grecata sono disposte trasversalmente al profilo

di acciaio sottostante, la resistenza di calcolo del connettore dovrà essere ridotta mediante l'introduzione di un fattore riduttivo  $k_r$ , il cui valore dipende dal numero di connettori posti per ciascuna nervatura.

Se si posasse un connettore per nervatura ( $N_r = 1$ ), si ha:

$$k_r = \frac{0.7}{\sqrt{N_r}} \cdot b_0 \cdot \frac{(h_{sc} - h_p)}{h_p^2} = 0.607$$

e la resistenza di calcolo del connettore sarà pari a  $P_{Rd} = k_r \cdot 32.55 = 19.53 \text{ KN}$

Invece, se si posano due connettori per nervatura ( $N_r = 2$ ), si ha:

$$k_r = \frac{0.7}{\sqrt{N_r}} \cdot b_0 \cdot \frac{(h_{sc} - h_p)}{h_p^2} = 0.4295$$

e la resistenza di calcolo del connettore è pari a  $P_{Rd} = k_r \cdot 32.55 = 13.98 \text{ KN}$

## **5.2 CONNESSIONE A COMPLETO RIPRISTINO DI RESISTENZA**

Si calcola il numero di connettori necessari nel caso in cui il momento sollecitante sia uguale al momento resistente della sezione.

La forza di scorrimento (taglio longitudinale) che sollecita i connettori presenti nel tratto di trave compreso tra le sezione di momento massimo e quella di momento nullo, cioè in metà trave vale:

$$V_l = R_a = 808.0 \text{ KN}$$

Prevedendo un singolo piolo per nervatura ( $b_d = 150 \text{ mm}$ ), il numero totale (sull'intera luce) di pioli è pari a:

$$N = \frac{L}{b_d} = \frac{6500}{150} = 43.3$$

Posando un piolo per nervatura, sono necessari sull'intera luce:

$$N_f = \frac{2 \cdot V_l}{P_{Rd}} = \frac{2 \cdot 808}{19.53} = 83 \text{ pioli (contro le 40 nervature disponibili).}$$

Viceversa, posando due pioli per nervatura, sono necessari sull'intera luce:

$$N_f = \frac{2 \cdot V_l}{P_{Rd}} = \frac{2 \cdot 808}{13.98} = 116 \text{ pioli.}$$

Per la connessione a completo ripristino sarebbe quindi necessario posare almeno due pioli per nervatura nelle 40 nervature totali e disponibili.

Del resto, i momenti resistenti plastici della sezione composta e della sezione solo di ac-

ciaio sono dati rispettivamente dalle seguenti quantità:

$$M_{pl,Rd} = 142.09 \text{ KN} \times m \quad (\text{sezione composta})$$

$$M_{pl,a,Rd} = 56.25 \text{ KN} \times m \quad (\text{sezione solo acciaio})$$

Essendo  $M_{pl,Rd} < 2.5 \cdot M_{pl,a,Rd}$ , i pioli possono essere distanziati uniformemente.

In tali condizioni, si può assumere un interasse tra i pioli pari a  $s = b_d = 150 \text{ mm}$ , verificando che tale intersasse sia inferiore a  $5 \times d = 5 \times 12 = 60 \text{ mm}$ . Cosa verificata essendo  $s > 5 \times d$ .

### 5.3 CONNESSIONE A PARZIALE RIPRISTINO DI RESISTENZA

Dimensionando i pioli secondo questo schema, si considera a favore di stabilità, che il momento resistente della sezione aumenti linearmente con il numero  $N$  dei connettori (cioè con la resistenza a taglio della connessione), dal valore del momento plastico del solo acciaio  $M_{pl,a,Rd}$  in assenza di connessione, al valore del momento plastico della sezione composta con connessione a completo ripristino di resistenza  $M_{pl,Rd}$ .

Sulla base di queste considerazioni, la connessione può dunque essere progettata in base al seguente valore del taglio longitudinale:

$$V_l = \frac{(M_{sd} - M_{pl,a,Rd})}{(M_{pl,Rd} - M_{pl,a,Rd})} \cdot R_a = \frac{(75.46 - 56.25)}{(142.09 - 56.25)} \times 808 = 180 \text{ KN}$$

Si possono pertanto posare pioli singoli per nervatura in numero complessivo di:

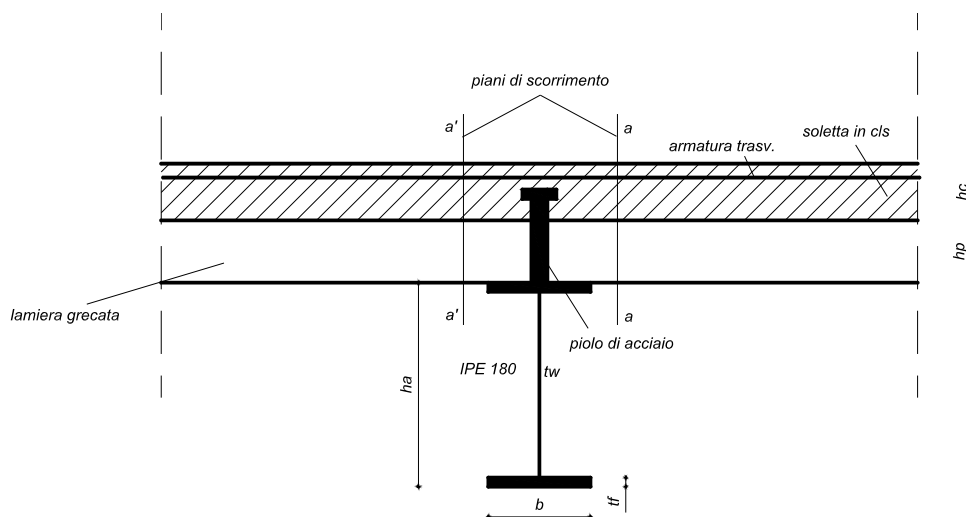
$$N > \frac{2 \times 180}{19.53} = 18 \text{ pioli singoli}$$

Si poserà un connettore ogni due nervature lungo tutta la luce della trave per un totale di 20 pioli, essendo la distanza tra ciascuna nervatura pari a  $15 \text{ cm}$ .

## 6. ARMATURA TRASVERSALE

L'armatura trasversale della soletta deve essere progettata in modo da prevenire la rottura prematura per scorrimento o fessurazione longitudinale nelle sezioni critiche della soletta di calcestruzzo. L'armatura deve essere pertanto dimensionata in modo da assorbire le tensioni di scorrimento agenti sulle superfici critiche di potenziale rottura rappresentate schematicamente nella figura seguente

La normativa al punto 4.3.4.3.5 del citato D.M. prescrive che tale area di armatura trasversale della soletta piena non sia inferiore allo 0.002 volte dell'area di calcestruzzo della soletta piena posta sopra la lamiera grecata e che essa sia distribuita uniformemente.



Sezione trasversale del solaio per il calcolo dell'armatura trasversale

### 6.1 PROGETTO DELL'ARMATURA TRASVERSALE

Adottando tale valore minimo, l'armatura dovrà essere di sezione  $A_s \geq 0.002 \cdot 50 \cdot 1000 = 100 \text{ mm}^2 / \text{m}$ . Essa potrà essere definita utilizzando una maglia quadrata di lato  $250 \text{ mm}$  con dei ferri  $\phi 8$ : infatti  $\phi 8 / 250$  presenta una area pari a  $A_s = 201 \text{ mm}^2 / \text{m}$ .

Questa armatura dovrà essere sufficiente a verificare la resistenza allo scorrimento lungo i piani  $a-a$  ed  $a'-a'$ .

Ciascun piolo trasferisce una forza di taglio pari alla sua resistenza  $P_{Rd} = 19.53 \text{ KN}$ . Pertanto, essendo il passo  $s = 150 \text{ mm}$ , si ha una forza di scorrimento per unità di lunghezza della soletta pari a:

$$V_{sd} = 19.53 \cdot \frac{1000}{150} = 130.2 \text{ KN} / \text{m}$$

La resistenza allo scorrimento è il valore minore tra la resistenza  $V_{Rd2}$  delle bielle convenzionali di calcestruzzo e la resistenza  $V_{Rd3}$  della sezione con armatura a taglio, date rispettivamente dalle seguenti espressioni:

$$V_{Rd2} = 0.2 \cdot A_{cv} \cdot \eta \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} + \frac{V_{pd}}{\sqrt{3}}$$

$$V_{Rd3} = 2.5 \cdot A_{cv} \cdot \eta \cdot \tau_{Rd} + A_l \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_s} + V_{pd}$$

L'area complessiva (area delle sezioni  $a-a$  ed  $a'-a'$ ) di calcestruzzo resistente allo scorrimento per metro di lunghezza è pari a:

$$A_{cv} = 2 \cdot 50 \cdot 1000 = 100 \times 10^3 \text{ mm}^2 / m$$

Il coefficiente  $\eta = 1.0$ , mentre lo sviluppo della lamiera grecata su un interasse di  $s = 150 \text{ mm}$  è pari a  $S_a \cong 212 \text{ mm}$ . L'area della lamiera grecata per metro di trave è pari a:

$$A_p = 212 \cdot 1 \cdot \frac{1000}{150} = 1412 \text{ mm}^2 / m$$

Il contributo dell'acciaio della lamiera grecata è pari a:

$$V_{pd} = 2 \cdot A_p \cdot \frac{f_{yp}}{\gamma_p} = \frac{2 \cdot 1412 \cdot 355 \times 10^{-3}}{1.10} = 706 \text{ KN} / m$$

Si ha quindi:

$$V_{Rd2} = 0.2 \cdot 100 \cdot 1.0 \cdot \frac{25}{1.5} + \frac{706}{\sqrt{3}} \cong 700 \text{ KN} / m$$

Il valore di base della resistenza a scorrimento del calcestruzzo è pari a:

$$\tau_{Rd} = 0.25 \cdot \frac{f_{ctk}}{\gamma_c} = 0.25 \cdot \frac{1.5}{1.5} = 0.25 \text{ N} / \text{mm}^2$$

L'area complessiva delle barre di armatura che attraversano la superficie di scorrimento è pari a:

$$A_l = 2 \cdot A_s = 2 \cdot 201 = 402 \text{ mm}^2 / m \text{ equivalenti a } 2 \times 5\phi 8$$

Essendo  $f_{sk} = 500 \text{ N} / \text{mm}^2$  la resistenza caratteristica a snervamento delle barre, si ha:

$$V_{Rd3} = 2.5 \cdot 100 \cdot 1.0 \cdot 0.25 + \frac{402 \cdot 500 \times 10^{-3}}{1.5} + 706 \cong 1000 \text{ KN} / m$$

Alla luce di questi valori, il taglio resistente di progetto sarà pari a:

$$V_{Rd} = V_{Rd,2} \cong 700 \text{ KN} / m > V_{Rd} > 130.2 \text{ KN} / m$$

Pertanto, la verifica è soddisfatta e l'armatura trasversale minima adottata è sufficiente.

## **7. VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO**

La freccia in esercizio è la somma della freccia iniziale  $\delta_1$  dovuta al peso del getto gravante sulle sole travi in acciaio, della premona  $\delta_0$  e della freccia dovuta ai carichi permanenti por-

tati ed ai carichi variabili che agiscono sulla trave composta.

Mentre la freccia iniziale della trave in acciaio non muta nel tempo, la freccia della trave composta risente della viscosità del calcestruzzo per i carichi di lunga durata, rappresentati dal carico permanente portato e da una aliquota del carico variabile da valutare a seconda della destinazione d'uso.

La freccia dovuta ai carichi di lunga durata andrebbe valutata con riferimento ad un modulo elastico del calcestruzzo  $E'_c = E_{cm}/3$ , mentre quella dovuta ai carichi di breve durata andrebbe valutata con il modulo elastico  $E_{cm}$ . Data l'incertezza dei parametri in gioco, si suole valutare forfettariamente la freccia nella fase di trave composta applicando l'intero sovraccarico con un modulo elastico del calcestruzzo pari a  $E'_c = E_{cm}/2$ .

### 7.1 VERIFICA DELLA FRECCIA DELLA TRAVE COMPOSTA

Ai fini del calcolo della freccia della trave composta, si considerano i seguenti parametri meccanici:

$$E'_c = E_{cm}/2 = 8600 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{modulo "effettivo" del calcestruzzo})$$

$$n = E_a/E'_c = 210000/8600 = 24.4 \quad \text{il coefficiente di omogeneizzazione}$$

L'asse neutro dovrebbe tagliare la sezione di acciaio, e la sua posizione sarà data dalla seguente relazione:

$$\begin{aligned} x &= h_a + h_p + h_c - \frac{A_a h_a / 2 + (h_a + h_p + h_c / 2) A_c / n}{A_a + A_c / n} = \\ &= 180 + 55 + 50 - \frac{2390 \cdot 180 / 2 + (180 + 55 + 50 / 2) \cdot (1500 \cdot 50 / 24.4)}{2390 + (1500 \cdot 50 / 24.4)} = 106 \text{ mm} \end{aligned}$$

Dal momento che  $x > h_p + h_c (= 105 \text{ mm})$  si riscontra che l'asse neutro taglia effettivamente la sezione di acciaio. In questo modo, il momento di inerzia della sezione omogeneizzata all'acciaio sarà pari a:

$$\begin{aligned} I_s &= I_a + I_c / n + A_a (h_a / 2 + h_p + h_c - x)^2 + A_c / n (x - h_c / 2)^2 = \\ &= 1317 \times 10^4 + (1500 \cdot \frac{50^3}{12}) / 24.4 + 2390 \cdot (90 + 55 + 50 - 106)^2 + \\ &+ (1500 \cdot 50) / 24.4 \cdot (106 - \frac{50}{2})^2 = 5290.8 \times 10^4 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

$$\text{mentre } E_a I_s = 210000 \cdot 5290.8 \times 10^4 = 11.11 \times 10^{12} \text{ N/mm}^2$$

Sulla base di tali dati, il valore della freccia relativa alla trave composta sarà pari a:

$$\delta_1 = \frac{5}{384} \frac{Q_k \cdot L^4}{E_a \cdot I_s} = \frac{5}{384} \cdot \frac{(6.0+1.5) \cdot 6000^4}{11.11 \times 10^{12}} = 15.69 \text{ mm} \approx \frac{L}{400} < \frac{L}{300}$$

Pertanto la verifica è soddisfatta.

Ricordando il valore della freccia in fase di costruzione pari a  $\delta_1 = 27.89 \text{ mm}$  e della pre-monta iniziale pari a  $\delta_0 = 18.0 \text{ mm}$ , il valore della freccia totale sarà pari a:

$$\delta_{\max} = \delta_1 - \delta_0 + \delta_2 = 9.90 + 15.69 = 25.60 \text{ mm} = \frac{L}{260} < \frac{L}{250}$$

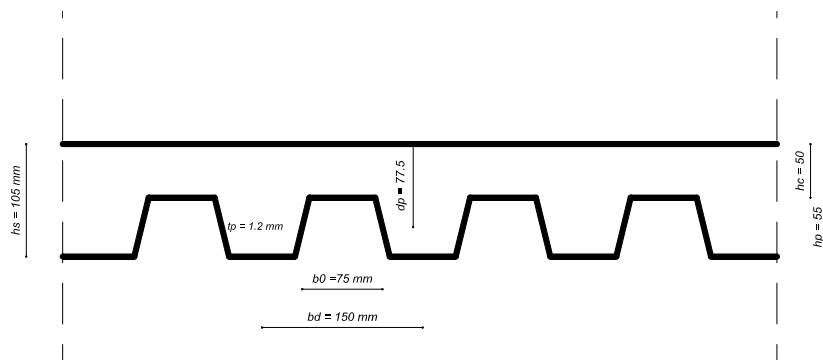
Anche questa verifica è soddisfatta.

## 8. PROGETTO DELLA LAMIERA GRECATA

In fase progettuale si è pensato di adottare per la lamiera grecata quella che in commercio è del tipo HI BOND A55/P600. Sulla base dell'analisi dei carichi agenti su di essa nella fase di costruzione ed in quella di soletta collaborante e sulla base delle sue caratteristiche statiche dedotte dalla normativa UNI EN1993 1-3, la lamiera grecata scelta si è rivelata soddisfare tutte le verifiche previste dalla normativa sia agli stati limite ultimi che agli stati limite di esercizio.

### 8.1 CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA LAMIERA GRECATA

La geometria della lamiera grecata è di seguito riportata con riferimento al tipo scelto appartenente al tipo HI-BOND tipo A 55/P600:



*Sezione trasversale della lamiera grecata*

Nella quale:

$h_s = 105 \text{ mm}$  è lo spessore complessivo della soletta (calcestruzzo e lamiera grecata)

$h_p = 55 \text{ mm}$  è l'altezza della lamiera grecata

$h_c = 50 \text{ mm}$  è lo spessore della soletta di calcestruzzo

$b_d = 150 \text{ mm}$  è l'interasse medio tra le gole della lamiera grecata

$b_0 = 75 \text{ mm}$  è la larghezza media di una gola

$t_p = 1.2 \text{ mm}$  è lo spessore della lamiera grecata

## 8.2 ANALISI DEI CARICHI

L'analisi dei carichi agenti sulla lamiera grecata riproduce l'analisi già effettuata con riferimento alla verifica della trave principale con l'aggiunta di ulteriori carichi relativi alla presenza del controsoffitto, dei tramezzi e degli impianti in genere. I carichi saranno suddivisi in carichi permanenti e carichi variabili.

### ➤ *Azioni permanenti $G_k$*

Peso della soletta di calcestruzzo	$2.4 \text{ KN} / \text{m}^2$
Getto di completamento in calcestruzzo alleggerito	$1.4 \text{ KN} / \text{m}^2$
Peso del pavimento adottato	$0.4 \text{ KN} / \text{m}^2$
Peso dovuto agli impianti	$0.1 \text{ KN} / \text{m}^2$
Peso dovuto alla controsoffittatura	$0.06 \text{ KN} / \text{m}^2$
Peso dovuto ai tramezzi divisorii	$0.8 \text{ KN} / \text{m}^2$
<b><i>Carico complessivo permanente</i></b>	<b><math>G_k = 5.15 \text{ KN} / \text{m}^2</math></b>

### ➤ *Azioni variabili $Q_k$*

Si adotta un sovraccarico accidentale pari a

$$Q_k = 3 \text{ KN} / \text{m}^2 \quad (= 300 \text{ Kg} / \text{m}^2)$$

corrispondente alla categoria B sottocategoria B2 (Uffici aperti al pubblico). Per tale motivo si ha:

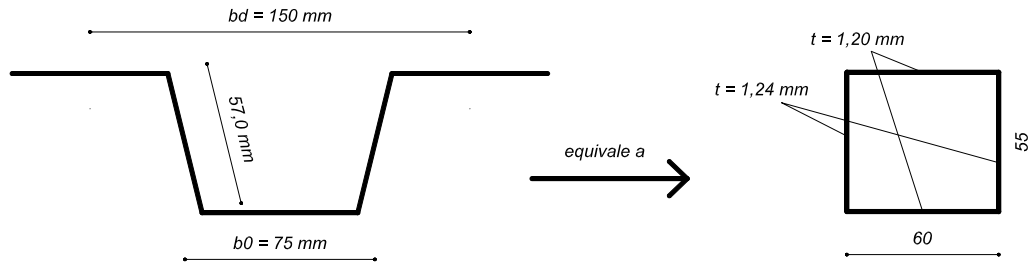
$$\text{Carico complessivo variabile} \quad Q_k = 3.0 \text{ KN} / \text{m}^2$$

## 8.3 CARATTERISTICHE STATICHE DELLA LAMIERA

La generica nervatura di larghezza pari a  $150 \text{ mm}$  può essere assimilata ad una sezione scato-



lare con spessore delle anime pari a  $t = 1.20 / \sin 75^\circ = 1.24 \text{ mm}$  come riportato nella figura seguente:



Si ha dunque:

$$A_1 = 2 \cdot (60 \cdot 1.0 + 55 \cdot 1.03) = 280.4 \text{ mm}^2 \text{ area della sezione scatolare}$$

$$I_1 = 2 \cdot (60 \cdot 1.0 \cdot 27.5^2 + \frac{1}{12} \cdot 0.83 \cdot 55^3) = 143284 \text{ mm}^4 \text{ è il momento di inerzia}$$

$$W_1 = \frac{143284}{27.5} = 5210 \text{ mm}^3 \text{ è il modulo di resistenza della lamiera grecata}$$

Per metro di lamiera, si hanno le seguenti proprietà della sezione lorda della lamiera grecata:

$$A_a = A_1 \cdot \frac{1000}{150} = 1870 \text{ mm}^2$$

$$I = I_1 \cdot \frac{1000}{150} = 955227 \text{ mm}^4$$

$$W = W_1 \cdot \frac{1000}{150} = 34733 \text{ mm}^3$$

## 9. VERIFICHE DELLA LAMIERA GRECATA

La verifica della lamiera grecata è stata svolta in accordo con le indicazioni della normativa UNI EN1993-1-3 in materia di profilati sottili di acciaio formati a freddo. Le verifiche saranno condotte con riferimento alla fase di costruzione in cui la soletta di calcestruzzo non è collaborante ed alla fase con soletta collaborante.

Le verifiche saranno condotte nelle ipotesi restrittive che la lamiera grecata sia appoggiata su una sola campata con luce pari a  $L = 3.20 \text{ m}$ .

### 9.1 VERIFICHE IN FASE DI COSTRUZIONE

In questa fase la lamiera costituisce il cassero (non è prevista puntellazione) ed è soggetta al peso proprio, al peso del getto ed al peso dei mezzi d'opera che si assume pari a  $1.5 \text{ KN/m}^2$ . Si considera il peso proprio della lamiera grecata compreso nel peso del getto. Pertanto, il carico agente sarà (per metro di larghezza):

$$q_d = 1.3 \times 2.4 + 1.5 \times 1.5 = 5.49 \text{ KN/m}$$

Nello schema di semplice appoggio su una luce di  $L = 3.20 \text{ m}$ , i valori massimi delle sollecitazioni agenti in termini di momento flettente e taglio saranno:

$$M_{\max} = M_{sd} = q_d \cdot \frac{L^2}{8} = 7.0 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$T_{\max} = T_{sd} = q_d \cdot \frac{L}{2} = 8.79 \text{ KN}$$

La sezione in esame è di classe 4. Infatti il coefficiente di riferimento  $\varepsilon$  è dato da:

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_{yk}}} = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0.81$$

ed essendo  $\frac{c}{t} = \frac{55}{1.2} = 45.83 > 42 \cdot \varepsilon$ .

Trattandosi di sezione di classe 4, le verifiche allo stato limite ultimo saranno condotte con riferimento alla sezione efficace (punto 4.2.4.1.1 del D.M. 14/01/2008).

Per quanto concerne la flangia compressa, si ha:

$\Psi = +1$  è il rapporto tra le tensioni di estremità della sezione

$K_\sigma = 4.0$  è il fattore di imbozzamento

$\sigma_{cr} = K_\sigma \cdot \frac{189800}{(b/t)^2} = 4.0 \cdot \frac{189800}{(60/1.2)^2} = 304 \text{ N/mm}^2$  è la tensione di instabilità critica

$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr}}} = \sqrt{\frac{320}{304}} = 1.025$  è la snellezza adimensionale critica

$\rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0.22}{\bar{\lambda}_p^2} = 0.76$  è il fattore di riduzione della sezione efficace

$b_{eff} = \rho \times \bar{b} = 0.76 \times 60 = 45.6 \text{ mm}$  è la larghezza efficace della sezione

Per quanto concerne le anime che si considereranno di spessore pari a  $1.2 \text{ mm}$  e lunghezza pari a  $57 \text{ mm}$ , i coefficienti precedenti assumono il seguente valore:

$\Psi = -1$  e  $K_\sigma = 23.9$

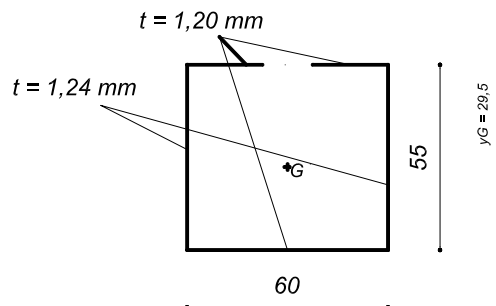
$$\sigma_{cr} = K_{\sigma} \cdot \frac{189800}{(b/t)^2} = 23.9 \cdot \frac{189800}{(57/1.2)^2} = 2010 \text{ N/mm}^2$$

$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr}}} = \sqrt{\frac{320}{2010}} = 0.399 < 0.673 \text{ e pertanto si assume:}$$

$$\rho = 1.0$$

$$b_{eff} = \rho \times \bar{b} = 57 \text{ mm}$$

La sezione efficace è quindi assimilabile a quella della seguente figura:



S ha per ciascuna nervatura:

$$A_{1,eff} = 256 \text{ mm}^2 \text{ è l'area efficace della sezione}$$

$$y_{G,sup} = 29.35 \text{ mm} \text{ è l'ordinata del baricentro della sezione}$$

$$I_{1,eff} = 122543 \text{ mm}^4 \text{ è il momento di inerzia della sezione efficace}$$

$$W_{1,eff}^{sup} = 4175.2 \text{ mm}^3 \text{ è il modulo di resistenza superiore della sezione efficace}$$

$$W_{2,eff}^{inf} = 4777.5 \text{ mm}^3 \text{ è il modulo di resistenza inferiore della sezione efficace}$$

➤ **Verifica a flessione**

Calcolando il modulo di resistenza della sezione efficace per metro di lunghezza:

$$W_{eff} = W_{1,eff}^{sup} = 4175 \times \frac{1000}{150} = 27833.3 \text{ mm}^3$$

il momento resistente assumerà pertanto il seguente valore:

$$M_{Rd} = W_{eff} \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 27833.3 \times \frac{320}{1.05} = 8.48 \text{ KN} \times \text{m / metro}$$

Essendo  $M_{Rd} > M_{sd}$  la verifica è soddisfatta.

➤ **Verifica a taglio**

Il valore massimo del taglio è pari a  $V_{sd} = 8.79 \text{ KN / metro}$ . Il taglio è portato dalle anime come in un atrave a doppio T. In un metro di larghezza si hanno 13.3 anime. Le anime sono inclinate e quindi il taglio andrebbe scomposto nelle loro direzioni. In modo equivalente si può considerare la proiezione verticale delle anime.

In queste condizioni l'area di taglio sarà data da:

$$A_v = 13.3 \times 55 \times 1.20 = 878 \text{ mm}^2$$

Il taglio resistente è dato da:

$$V_{Pl,Rd} = A_v \cdot \left( \frac{f_y}{\sqrt{3}} \right) / \gamma_{M0} = 154.4 \text{ KN}$$

Essendo  $V_{Pl,Rd} \gg V_{sd}$  la verifica è ampiamente soddisfatta.

Si dovrebbe verificare la resistenza all'instabilità per taglio, essendo:

$$\frac{d}{t_w} = \frac{57}{1.2} = 47.5 > 69 \cdot \varepsilon (= 59)$$

Tuttavia, dato l'elevato valore di  $V_{Pl,Rd}$  la verifica è del tutto superflua.

#### ➤ **Verifica allo stato limite di esercizio**

Per il calcolo della freccia si considera la trave soggetta al peso del solo calcestruzzo. Si utilizza a questo scopo il momento di inerzia lordo della lamiera grecata pari a  $I = 955227 \text{ mm}^4$ . In queste condizioni la freccia massima vale:

$$\delta_1 = \frac{5}{384} \frac{q \cdot L^4}{E \cdot I} = \frac{5}{384} \cdot \frac{2.4 \cdot 3200^4}{210000 \cdot 955227} = 16.33 \text{ mm} \approx \frac{L}{195} < \frac{L}{180}$$

In base al punto 4.3.6.4.2 del D.M. 14/01/2008 la verifica è soddisfatta.

La freccia è anche inferiore al limite di  $20 \text{ mm}$  oltre il quale si deve tener conto del carico aggiuntivo dovuto all'accumulo di calcestruzzo.

## **9.2 VERIFICHE IN FASE DI SOLETTA COLLABORANTE**

In questa fase la soletta si comporta come una trave composta nella quale la lamiera grecata rappresenta l'armatura in zona tesa. Per la verifica allo stato limite ultimo si può utilizzare lo schema statico di trave continua solo se si dispone una quantità sufficiente di armatura al negativo. Poiché la posa di tale armatura è onerosa per la difficoltà di mantenerla nella corretta posizione e poiché la sezione compressa di calcestruzzo al negativo è ridotta a causa della forma seghettata si preferisce solitamente progettare la soletta composta con lo schema di semplice appoggio.

Combinando i carichi agenti sulla soletta allo stato limite ultimo utilizzando i coefficienti parziali sulle azioni, il carico agente sulla lamiera grecata sarà pari a:

$$q_{sd} = \gamma_G \times G_k + \gamma_Q \times Q_k = 1.3 \times 5.15 + 1.5 \times 3.00 = 11.45 \text{ KN/m}$$

Il momento flettente massimo sollecitante è pari a:

$$M_{sd} = \frac{1}{8} \cdot q_{sd} \cdot L^2 = \frac{1}{8} \cdot 11.45 \cdot 3.20^2 = 14.65 \text{ KN} \times m$$

Il taglio massimo sollecitante è pari a:

$$T_{sd} = \frac{1}{2} \cdot q_{sd} \cdot L = \frac{1}{2} \cdot 11.45 \cdot 3.20 = 18.32 \text{ KN}$$

➤ **Verifica a flessione**

La resistenza a compressione della soletta di calcestruzzo per metro di larghezza della soletta è pari a:

$$R_c = b \cdot h_c \cdot 0.85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 1000 \cdot 50 \cdot 0.85 \cdot \frac{25 \cdot 10^{-3}}{1.5} = 708 \text{ KN}$$

La resistenza a trazione della lamiera di acciaio sempre per metro di larghezza della soletta è data da:

$$R_a = A_a \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_a} = 1870 \cdot \frac{320 \cdot 10^{-3}}{1.05} = 569.9 \text{ KN}$$

essendo  $R_a < R_c$ , l'asse neutro taglia la soletta. La resistenza a flessione è pertanto governata dall'acciaio.

Imponendo una equazione di equilibrio alla traslazione si ricava la posizione dell'asse neutro:

$$x = (R_a / R_c) \cdot h_c = 40.19 \text{ mm}$$

L'altezza utile è pertanto:

$$d_p = \frac{h_a}{2} + h_c = 77.5 \text{ mm}$$

Il momento flettente resistente è pari a:

$$M_{pl,Rd} = R_a \cdot (d_p - \frac{x}{2}) = 570 \cdot (77.5 - \frac{40.19}{2}) = 32.77 \text{ KN} \times m$$

Essendo  $M_{pl,Rd} > M_{sd}$  la verifica è soddisfatta.

➤ **Verifica a taglio**

La resistenza a taglio è affidata alla soletta di calcestruzzo. Essa è data per nervatura dalla seguente espressione:

$$V_{v,Rd} = b_0 \cdot d_p \cdot \tau_{rd} \cdot k_v \cdot (1.2 + 40\rho)$$

essendo

$$b_0 = 75 \text{ mm}, d_p = 77.5 \text{ mm}$$

$$\tau_{rd} = 0.25 \cdot \frac{f_{ctk}}{\gamma_c} = 0.25 \cdot \frac{1.8}{1.5} = 0.30 \text{ N/mm}^2$$

$$k_v = 1.6 - d_p = 1.52$$

Si ha che la resistenza a taglio è pari a:

$$V_{v,Rd} = 3.18 \text{ KN}$$

e per metro di soletta si ha:

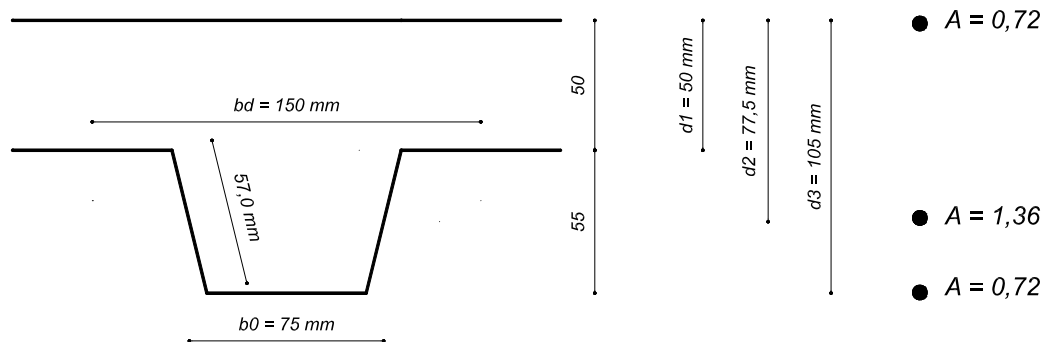
$$V_{Rd} = 3.18 \cdot \frac{1000}{150} = 21.2 \text{ KN} > V_{sd}$$

La verifica è pertanto soddisfatta.

➤ **Verifica allo stato limite di esercizio**

Nel calcolo della freccia non si tiene conto del peso del calcestruzzo fresco. Si considera la trave su due appoggi con un momento d'inerzia pari alla media dei valori relativi alla sezione fessurata e non fessurata e un valore medio del coefficiente di omogeneizzazione pari a  $n = 15$ .

Per il calcolo delle caratteristiche statiche della sezione di una nervatura, la lamiera grecata viene suddivisa in tre strati corrispondenti alle due ali ed all'anima, sulla base del seguente schema:



Si assume  $d_1 = 50 \text{ mm}$ ,  $d_2 = 77.5 \text{ mm}$  e  $d_3 = 105 \text{ mm}$ . L'area dell'anima si assume pari a  $A_1 = 6 \times 1.2 = 0.72 \text{ cm}^2$  mentre le aree delle ali si assumono pari a  $A_2 = 5.7 \times 1.2 \times 2 = 1.36 \text{ cm}^2$ .

Essendo il momento di inerzia della sezione fessurata pari a  $I_1 = 70.66 \text{ cm}^4$ , mentre il momento di inerzia della sezione non fessurata è pari a  $I_2 = 98.01 \text{ cm}^4$ , il momento di inerzia medio della sezione sarà pari a  $I_{\text{medio}} = I_1 + I_2/2 = 562 \text{ cm}^4 / \text{metro}$ .

La freccia corrispondente al carico  $q_s = 8.15 - 2.4 = 5.75 \text{ KN/m}$  è pari a:

$$\delta_2 = \frac{5}{384} \frac{q_s \cdot L^4}{E_a \cdot I} = \frac{5}{384} \cdot \frac{5.75 \cdot 3200^4}{210000 \cdot 5620000} = 6.65 \text{ mm} \approx \frac{L}{500} < \frac{L}{350}$$

e la verifica è ampiamente soddisfatta.

## **10. IL DIMENSIONAMENTO DEI CORDOLI**

Sulla base delle prescrizioni normative riguardo le costruzioni in muratura, ed al fine non soltanto di stabilire un opportuno collegamento tra le pareti interessate dalla realizzazione del piano intermedio, ma anche per ottenere un comportamento scatolare della struttura esistente assieme al solaio di progetto, si rende necessaria l'introduzione di elementi strutturali sul perimetro dell'edificio.

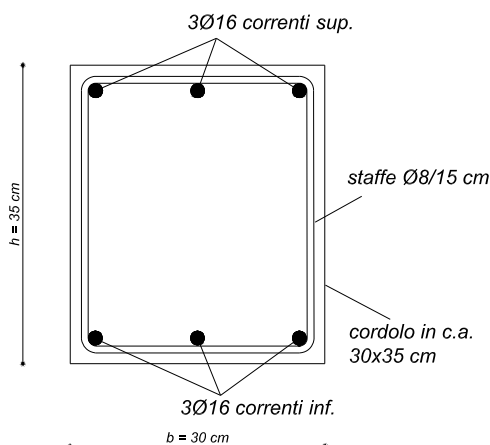
Si è, pertanto, pensato di realizzare dei cordoli in cemento armato che corrano lungo il perimetro di tutte le pareti di muratura esistenti ancorate alla medesima muratura mediante delle barre di collegamento il cui dimensionamento verrà illustrato nel capitolo seguente. Con riferimento al cordolo, date le sue specifiche funzioni, non si ravvisa la necessità di un vero e proprio calcolo di verifica, ma sarà sufficiente assegnare delle dimensioni ragionevoli e conformi alla geometria del pacchetto di solaio in acciaio. Per tale motivo, il cordolo sarà realizzato a sezione rettangolare di base  $b = 30 \text{ cm}$  ed altezza pari a  $h = 35 \text{ cm}$ , tenendo conto dell'altezza complessiva del solaio (trave principale, lamiera grecata e soletta di completamento,  $\cong 30 \text{ cm}$ ) e di un ulteriore margine di  $5 \text{ cm}$  relativo alla previsione di un controsoffitto per il passaggio delle canalizzazioni degli impianti.

Per quanto riguarda l'armatura, si è pensato di inserire una armatura longitudinale simmetrica di area complessiva non inferiore a  $6 \text{ cm}^2$  superiori ed inferiori, che verrà soddisfatta mediante tre barre di acciaio  $\phi 16$  del tipo *B450C* (corrispondenti agli *FeB 44k* della precedente normativa).

Relativamente all'armatura a taglio si prevede l'introduzione di una sezione pari a  $6 \text{ cm}^2 / \text{metro}$  che verrà soddisfatta con staffe  $\phi 8$  a due braccia disposte con un interasse costante di  $15 \text{ cm}$ .

Il quantitativo di armatura utilizzata a flessione ed a taglio risulta, tuttavia, superiore ai minimi previsti dalle norme tecniche in vigore.

Nella figura seguente si riporta in sezione il cordolo con le relative armature.

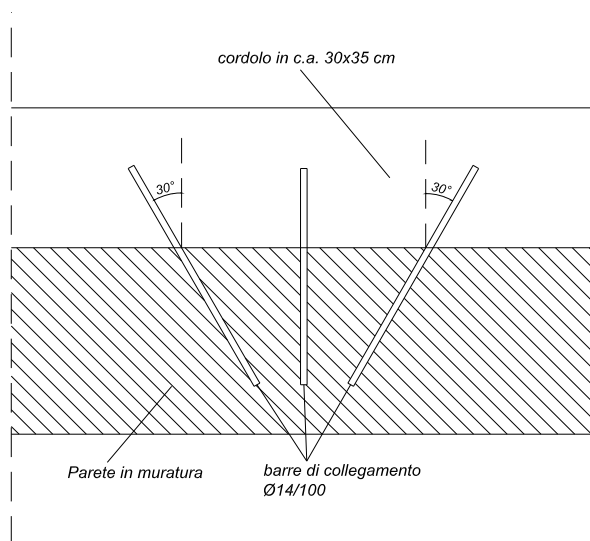


*Sezione trasversale del cordolo in cemento armato*

## **11. L'ANCORAGGIO DEL CORDOLO ALLA MURATURA**

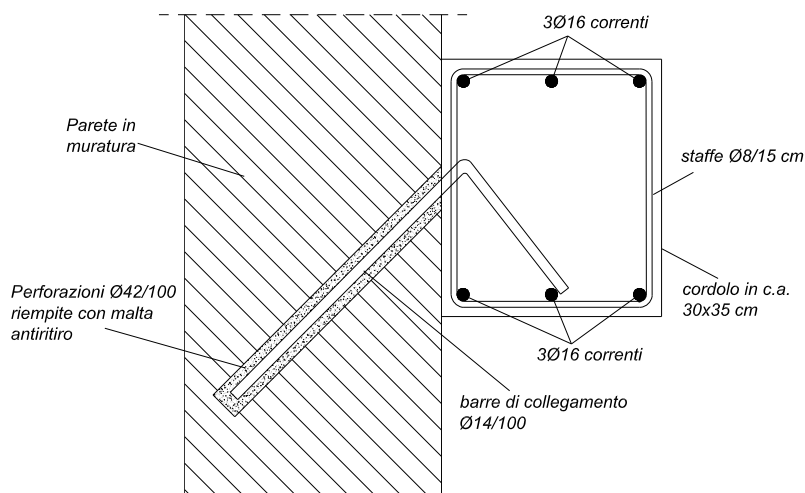
Allo scopo di collegare in modo opportuno i nuovi cordoli perimetrali da innestare in compartecipazione con la muratura esistente, si adatterà una soluzione che prevede l'inserimento di un numero di tre barre metalliche a sezione circolare del diametro di  $\phi 14 \text{ mm}$  di acciaio del tipo *B450C* (corrispondente al tipo *FeB 44k*). Tali barre saranno inserite nella muratura con un angolo di inclinazione nei tre piani principali di  $45^\circ$  per le barre centrali e di  $30^\circ$  per quelle laterali, e dovranno avere una lunghezza effettiva non inferiore a  $30 \text{ cm}$ . La disposizione in pianta è riportata nella figura seguente:





**Disposizione delle barre di collegamento - Pianta**

Queste saranno inserite in apposite perforazioni  $\phi 42 \text{ mm}$  nelle quali sarà iniettata malta cementizia fluida espansiva (anti ritiro). La parte emergente di tali barre sarà sagomata ed ancorata in opera all'armatura longitudinale propria del cordolo in cemento armato. Le barre, inoltre, sono inserite con un interasse che, riferito alla barra centrale, non dovrà essere maggiore di  $100 \text{ cm}$ . La disposizione in sezione di tali barre viene riportata di seguito:



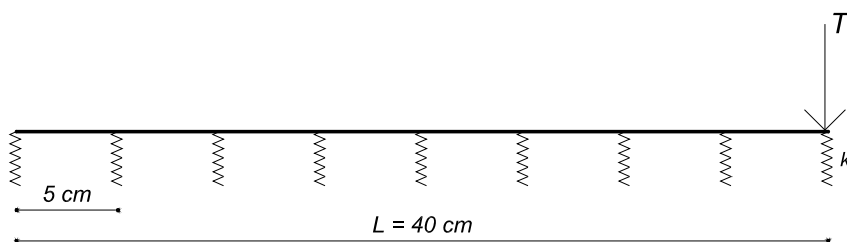
**Disposizione delle barre di collegamento - Sezione**

### 11.1 VERIFICA DELLE BARRE DI COLLEGAMENTO

Le verifiche sono condotte distinguendo il caso in cui sulla singola barra agisce un carico verticale da quello in cui la barra è soggetta ad una azione assiale di trazione calcolata in condizioni sismiche. Per entrambi i casi saranno adottati due modelli specifici e differenti.

➤ **Verifica a taglio e flessione**

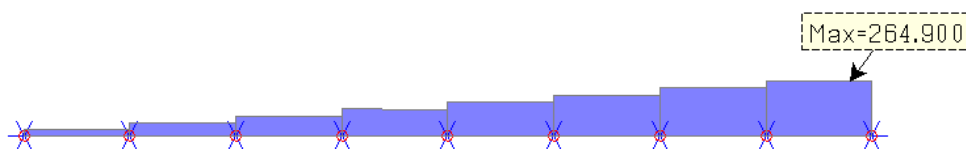
In questo caso la barra  $\phi 14 \text{ mm}$  viene modellata come una trave su suolo elastico alla Winkler caricata ad un estremo da un carico concentrato, sulla base del seguente modello strutturale



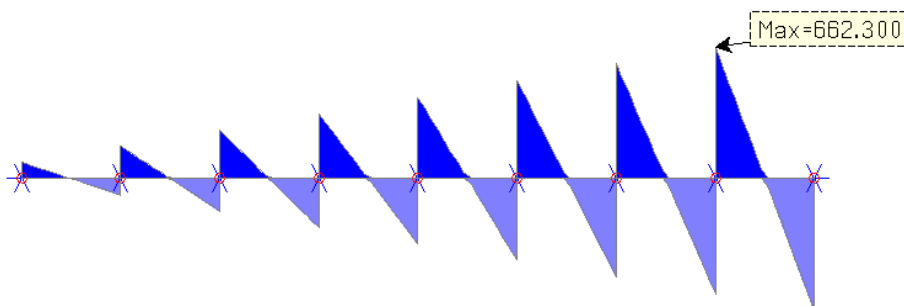
**Modello di trave su suolo elastico alla Winkler**

In questo modello, la rigidezza delle molle alla traslazione verticale si assume pari a  $k = E \times A / l = 75 \text{ Kg/cm}$  assumendo la porzione di muratura sottostante la barra con le seguenti caratteristiche  $E = 15000 \text{ Kg/cm}^2$ ,  $A = 2 \text{ cm}^2$ ,  $l = 400 \text{ cm}$ . Il carico concentrato si assume pari a  $T = 300 \text{ kg}$ , ed equivale al peso della porzione di calcestruzzo del cordolo (assunto di sezione pari a  $30 \times 35 \text{ cm}^2$ ) compresa tra due barre centrali successive.

Dal calcolo si ottengono i seguenti diagrammi delle sollecitazioni, dove si riportano i valori massimi del taglio e del momento flettente:



**Taglio**



**Momento flettente**

Sulla base di questi valori massimi, le verifiche di resistenza sono state condotte seguendo le disposizioni contenute nel punto 4.2 del D.M. 14/01/2008.

Di seguito viene riportato il tabulato di verifica della barra. In successione per ciascun tratto in cui è stata suddivisa la barra e per tre distinte ascisse vengono riportate le seguenti quantità:

- Le caratteristiche della sollecitazione;
- La classe della sezione;
- L'indice di resistenza a taglio e torsione (I.V.T.) determinato sulla base del punto 4.2.4.1.2 del D.M. 14/01/2008;
- L'indice di resistenza a sforzo normale (I.R.n.) sulla base del punto 4.2.4.1.2 del D.M. 14/01/2008;
- L'indice di resistenza per interazione (I.R.) per effetto della contemporanea presenza di sforzo normale, taglio e momento flettente;
- L'indice di resistenza al taglio per effetto delle azioni sismiche (I.V.) come previsto nell'O.P.C.M. 3431 del 2005;

Le verifiche sono ritenute soddisfatte qualora si ottengono valori degli indici inferiori all'unità, cosa del resto ottenuta.

**RELAZIONE DI CALCOLO****PROGETTO DI UN PIANO INTERMEDIO NELL'EDIFICIO "C" DEL PLESSO CENTRALE - ING. SILVIO LACQUANITI****TABULATO DI VERIFICA BARRE DI COLLEGAMENTO**

**ASTA NUM. 1** NI 3 NF 4 Lungh. 5.0 cm SEZ. 1 Cp D= 1.4 cm  
 categoria: p.p. y qy tot.  
 qy medio: 0.0121 0.0121 kg/cm

NC	x cm	Fx	Fy kg	Fz	Mx	My kg*m	Mz	Classe	I.V.T.	I.R.n.	I.R.	Nota
1	0	0	32	0	0	0	-1	1	0.01	0.00	0.05	
1	3	0	32	0	0	0	0	1	0.01	0.00	0.00	
1	5	0	32	0	0	0	1	1	0.01	0.00	0.05	

**ASTA NUM. 2** NI 4 NF 5 Lungh. 5.0 cm SEZ. 1 Cp D= 1.4 cm  
 categoria: p.p. y qy tot.  
 qy medio: 0.0121 0.0121 kg/cm

NC	x cm	Fx	Fy kg	Fz	Mx	My kg*m	Mz	Classe	I.V.T.	I.R.n.	I.R.	Nota
1	0	0	65	0	0	0	-2	1	0.02	0.00	0.10	
1	3	0	65	0	0	0	0	1	0.02	0.00	0.00	
1	5	0	65	0	0	0	2	1	0.02	0.00	0.10	

**ASTA NUM. 3** NI 5 NF 6 Lungh. 5.0 cm SEZ. 1 Cp D= 1.4 cm  
 categoria: p.p. y qy tot.  
 qy medio: 0.0121 0.0121 kg/cm

NC	x cm	Fx	Fy kg	Fz	Mx	My kg*m	Mz	Classe	I.V.T.	I.R.n.	I.R.	Nota
1	0	0	97	0	0	0	-2	1	0.03	0.00	0.15	
1	3	0	97	0	0	0	0	1	0.03	0.00	0.00	
1	5	0	97	0	0	0	2	1	0.03	0.00	0.15	

**RELAZIONE DI CALCOLO****PROGETTO DI UN PIANO INTERMEDIO NELL'EDIFICIO "C" DEL PLESSO CENTRALE - ING. SILVIO LACQUANITI**

**ASTA NUM. 4** NI 6 NF 7 Lungh. 5.0 cm SEZ. 1 Cp D= 1.4 cm  
 categoria: p.p. y qy tot.  
 qy medio: 0.0121 0.0121 kg/cm

NC	x cm	Fx	Fy kg	Fz	Mx	My kg*m	Mz	Classe	I.V.T.	I.R.n.	I.R.	Nota
1	0	0	130	0	0	0	-3	1	0.04	0.00	0.21	
1	3	0	130	0	0	0	0	1	0.04	0.00	0.00	
1	5	0	130	0	0	0	3	1	0.04	0.00	0.21	

**ASTA NUM. 5** NI 7 NF 8 Lungh. 5.0 cm SEZ. 1 Cp D= 1.4 cm  
 categoria: p.p. y qy tot.  
 qy medio: 0.0121 0.0121 kg/cm

NC	x cm	Fx	Fy kg	Fz	Mx	My kg*m	Mz	Classe	I.V.T.	I.R.n.	I.R.	Nota
1	0	0	163	0	0	0	-4	1	0.05	0.00	0.26	
1	3	0	163	0	0	0	0	1	0.05	0.00	0.00	
1	5	0	163	0	0	0	4	1	0.05	0.00	0.26	

**ASTA NUM. 6** NI 8 NF 9 Lungh. 5.0 cm SEZ. 1 Cp D= 1.4 cm  
 categoria: p.p. y qy tot.  
 qy medio: 0.0121 0.0121 kg/cm

NC	x cm	Fx	Fy kg	Fz	Mx	My kg*m	Mz	Classe	I.V.T.	I.R.n.	I.R.	Nota
1	0	0	197	0	0	0	-5	1	0.06	0.00	0.31	
1	3	0	197	0	0	0	0	1	0.06	0.00	0.00	
1	5	0	197	0	0	0	5	1	0.06	0.00	0.31	

**RELAZIONE DI CALCOLO****PROGETTO DI UN PIANO INTERMEDIO NELL'EDIFICIO "C" DEL PLESSO CENTRALE - ING. SILVIO LACQUANITI**

**ASTA NUM. 7** NI 9 NF 10 Lungh. 5.0 cm SEZ. 1 Cp D= 1.4 cm

categoria: p.p. y qy tot.

qy medio: 0.0121 0.0121 kg/cm

---

NC	x cm	Fx	Fy kg	Fz	Mx	My kg*m	Mz	Classe	I.V.T.	I.R.n.	I.R.	Nota
1	0	0	231	0	0	0	-6	1	0.08	0.00	0.37	
1	3	0	230	0	0	0	0	1	0.08	0.00	0.00	
1	5	0	230	0	0	0	6	1	0.08	0.00	0.37	

**ASTA NUM. 8** NI 10 NF 11 Lungh. 5.0 cm SEZ. 1 Cp D= 1.4 cm

categoria: p.p. y qy tot.

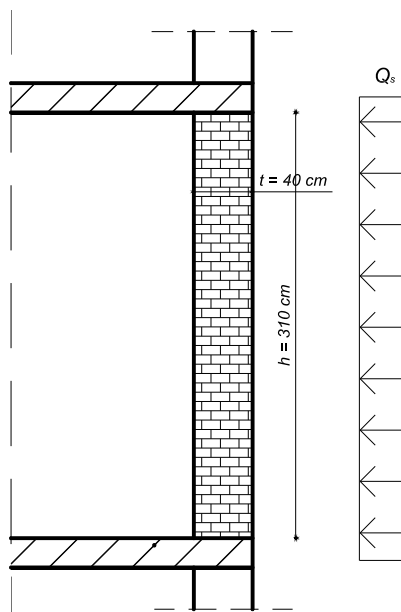
qy medio: 0.0121 0.0121 kg/cm

---

NC	x cm	Fx	Fy kg	Fz	Mx	My kg*m	Mz	Classe	I.V.T.	I.R.n.	I.R.	Nota
1	0	0	265	0	0	0	-7	1	0.09	0.00	0.42	
1	3	0	265	0	0	0	0	1	0.09	0.00	0.00	
1	5	0	265	0	0	0	7	1	0.09	0.00	0.42	

➤ **Verifica a trazione**

Al fine di determinare la forza di trazione che sollecita la barra, si adotterà per la parete in muratura il seguente modello strutturale:



*Modello della parete con forze sismiche trasversali*

In esso si ipotizza che la parete di muratura sia appoggiata in corrispondenza dei cordoli di interpiano, ed essa sia soggetta ad una distribuzione di carico uniforme di intensità pari a  $Q_s$  dovuta all'azione sismica agente trasversalmente al piano della parete medesima (O.P.C.M. 3274/2003 e s.m.i.). Il carico  $Q_s$  è dato dalla seguente espressione:

$$Q_s = w \times S_a \times \gamma_i / q_a$$

nella quale  $w$  rappresenta il peso della parete riferito ad un metro di larghezza,  $S_a$  è un coefficiente di amplificazione di cui si considera il suo valore massimo pari a  $S_a = S_{a,max} = 2.5 \times S \times a_g / g$ ,  $\gamma_i = 1$ , mentre  $q_a$  è il fattore di struttura.

Nell'ipotesi di zona sismica di I categoria ( $a_g / g = 0.35$ ), di suolo di categoria B ( $S = 1.25$ ), ed imponendo  $q_a = 3$ , si ottiene:

$$Q_s = 263 \text{ kg / m}$$

avendo assunto che  $w = 1800 \times 0.4 \times 1.00 = 720 \text{ kg / m}$ ,  $h = 310 \text{ cm}$ ,  $t = 40 \text{ cm}$ .

In queste condizioni, la forza di trazione agente sulla barra sarà pari al taglio che nasce al livello di cordolo che risulterà essere, in particolare, pari a:

$$T = N_{sd} = \frac{Q_s \times h}{2} = 394.5 \text{ kg}$$

Dal momento che (punto 4.2.4.1.2 del D.M. 14/01/2008) la resistenza plastica a trazione della sezione delle barre utilizzate è pari a:

$$N_{Rd} = \frac{A_{barre} \times f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{1.53 \times 4500}{1.05} = 6557 \text{ kg}$$

La verifica è ampiamente soddisfatta essendo  $N_{Rd} \gg N_{sd}$ .

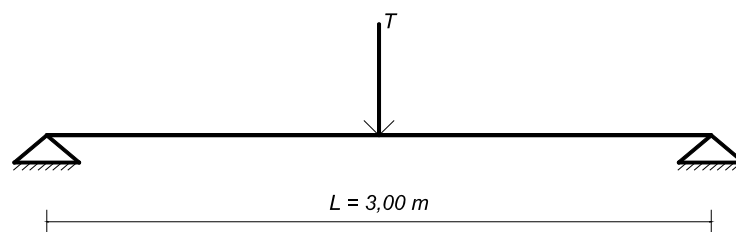
## **12. IL DIMENSIONAMENTO DELLE PIATTABANDE**

Come sarà meglio evidenziato negli elaborati grafici esecutivi allegati a questa relazione, dal momento che l'intervento di realizzazione di un solaio intermedio prevede l'introduzione di un interpiano del piano primo dell'edificio in oggetto, si rende necessaria l'introduzione di alcune piattabande a parziale delimitazione ed a protezione dei vani attualmente esistenti nella struttura, quali finestre e porte. Infatti, dal progetto del solaio, si ravvisa che alcune delle travi *IPE 180* principali con cui è realizzato il solaio medesimo andranno, in base all'interasse con il quale esse verranno disposte, a ricadere in corrispondenza di alcune aperture perimetrali della struttura nonché in corrispondenza di alcune porte interne. In tali condizioni, si rende necessaria l'introduzione, ad un livello inferiore a quello di progetto del solaio, per ciascun vano, di una piattabanda sulla quale si andrà ad appoggiare la trave principale del solaio.

Per le piattabande si è scelto di utilizzare una sezione cosiddetta a cassone, costituita dall'accoppiamento di due profili metallico *IPE 180* calastrellate con piastre in acciaio a sezione rettangolare (i particolari sono riportati negli allegati esecutivi grafici), ed il loro dimensionamento verrà eseguito sulla base di un modello di calcolo a trave appoggiata appoggiata sulla quale agirà nella sezione di mezzeria un carico concentrato pari alla reazione dell'appoggio nello schema strutturale complessivo adottato per il calcolo del solaio.

Per quanto concerne il modello strutturale di calcolo della piattabanda, dal momento che essa dovrà a sua volta essere inserita per una distanza non inferiore ai 25 cm nella muratura trasversale che delimita l'apertura del vano, si sceglie un modello di trave a campata unica di luce pari a  $L = 300 \text{ cm}$  con vincoli di appoggio agli estremi, come riportato nella figura seguente:





*Modello strutturale di calcolo della piattabanda*

Il carico agente in mezzzeria si assume pari a  $F = T = 4644 \text{ kg} = 46.44 \text{ kN}$  equivalente alla reazione di taglio che si ottiene all'appoggio nello schema strutturale adottato per la verifica delle travi principali in fase di soletta collaborante.

Sulla base di questo carico, si otterranno i seguenti valori massimi di taglio  $V_{sd}$  e momento flettente  $M_{sd}$  :

$$V_{sd} = \frac{F}{2} = 2322 \text{ kg}$$

$$M_{sd} = F \cdot \frac{L}{4} = 348300 \text{ kg} \times \text{cm}$$

Le verifiche sono condotte con riferimento ad una sola trave *IPE 180*, per la quale come riportato alla sezione 3.3 e 3.4 di questa relazione, il taglio ed il momento plastico resistente di calcolo sono pari rispettivamente a:

$$V_{Pl,a,Rd} = A_v \cdot \left( \frac{f_{yk}}{\sqrt{3}} \right) / \gamma_a = 842.4 \cdot \left( \frac{355 \times 10^{-3}}{1.05 \cdot \sqrt{3}} \right) = 164.39 \text{ KN} = 16439 \text{ kg}$$

$$M_{Pl,a,Rd} = W_{pl,Y} \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_a} = 166.4 \times 10^3 \cdot \frac{355}{1.05} = 56.25 \text{ KN} \times \text{m} = 562500 \text{ kg} \times \text{cm}$$

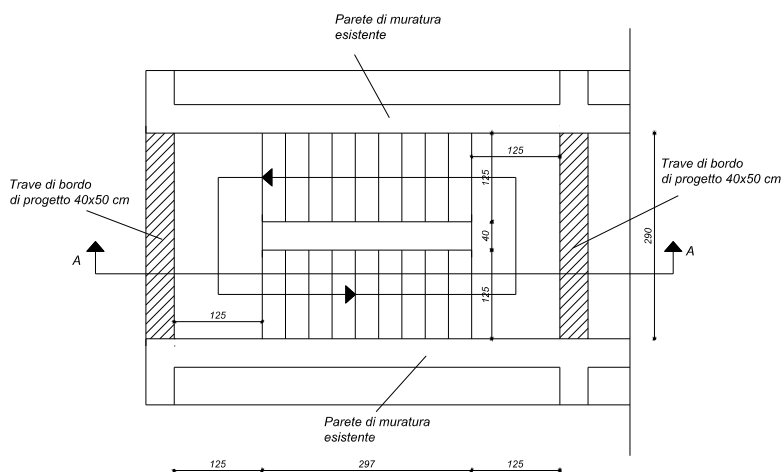
Essendo  $V_{sd} \ll V_{Pl,a,Rd}$  e  $M_{sd} \ll M_{Pl,a,Rd}$  la verifica è soddisfatta.

### 13. IL PROGETTO DELLA SCALA

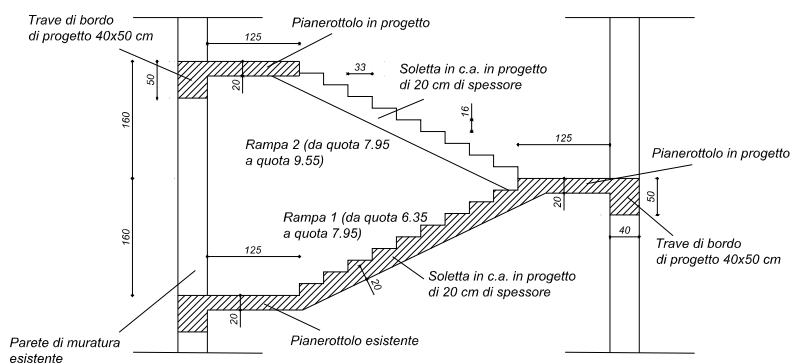
L'introduzione di un piano intermedio del piano primo dell'edificio "C" del plesso centrale richiede, ovviamente, la progettazione di adeguati elementi di collegamento verticale. Questi vengono realizzati mediante una scala che si compone di due rampe (rampa 1 e rampa 2) a soletta in cemento armato, collegate a dei pianerottoli anch'essi in c.a. Questi ultimi sono

realizzati a sbalzo da una trave di bordo appoggiata sulla muratura esistente il cui dimensionamento sarà illustrato in un successivo paragrafo.

La scala si sviluppa all'interno di una gabbia, di forma rettangolare, che riproduce la disposizione in pianta della scala esistente che collega il piano terra al primo piano. Essa verrà realizzata mediante la tipologia a soletta rampante (soletta a "ginocchio") e gradini riportati ai quali, pertanto, non è affidata alcuna funzione strutturale. Entrambe le rampe hanno una larghezza pari a  $b = 125 \text{ cm}$ , i due pianerottoli hanno larghezza pari a  $125 \text{ cm}$ , mentre il pozzo tra le rampe ed i pianerottoli ha dimensioni  $300 \times 40 \text{ cm}$ . Ogni rampa ha una lunghezza in proiezione orizzontale di  $297 \text{ cm}$  e supera un dislivello di  $160 \text{ cm}$ , per complessivi  $320 \text{ cm}$  di interpiano con due rampe. Ogni gradino ha una alzata di  $a = 16 \text{ cm}$  ed una pedata  $p = 33 \text{ cm}$  nel rispetto della relazione  $2a + p = 63 \div 65 \text{ cm}$ . La rampa forma con l'orizzontale un angolo  $\alpha = 26^\circ$ . La rappresentazione schematica della pianta e di una sezione sono riportate rispettivamente nelle seguenti figure:



**Pianta della scala**



Sez. A-A

**13.1 ANALISI DEI CARICHI**

L'analisi dei carichi viene svolta distinguendo i carichi agenti sui pianerottoli, da quelli agenti sulla rampa, sulla base della seguente distribuzione, nella quale sia per i pianerottoli che per le rampe si è utilizzato un carico variabile pari a  $400 \text{ kg/m}^2$  come previsto al punto 3.1.4 del D.M. 14.01.2008 per ambienti di categoria C2.

➤ **Pianerottoli**

Soletta piena in c.a. dello spessore di  $20 \text{ cm}$       $\rho_{cls} \times t_{soletta} = 2500 \times 0.20 = 500 \text{ kg/m}^2$

Pavimentazione in marmo dello spessore di  $2 \text{ cm}$       $\gamma_{marmo} \times t_{marmo} = 2700 \times 0.02 = 54 \text{ kg/m}^2$

Malta di allettamento dello spessore di  $2 \text{ cm}$       $\gamma_{malta} \times t_{malta} = 2100 \times 0.02 = 42 \text{ kg/m}^2$

Intonaco di intradosso dello spessore di  $1.5 \text{ cm}$       $\gamma_{intonaco} \times t_{intonaco} = 1800 \times 0.015 = 27 \text{ kg/m}^2$

**Totale carico permanente**      $G_k = 623 \text{ kg/m}^2$

**Totale carico variabile**      $Q_k = 400 \text{ kg/m}^2$

➤ **Rampa**

Soletta piena in c.a. dello spessore di  $20 \text{ cm}$       $\rho_{cls} \times t_{soletta} = 2500 \times 0.20 = 500 \text{ kg/m}^2$

Gradini in calcestruzzo, n. 3 al metro di sviluppo in proiezione

$$\rho_{cls} \times \frac{a+p}{2} \times 3 = 2400 \times \frac{0.16 \times 0.33}{2} \times 3 = 190 \text{ kg/m}^2$$

Pedata in marmo dello spessore di  $2 \text{ cm}$       $\gamma_{marmo} \times t_{marmo} = 2700 \times 0.02 = 54 \text{ kg/m}^2$

Alzata in marmo dello spessore di  $1 \text{ cm}$ , n.3 al metro di sviluppo in proiezione

$$\gamma_{marmo} \times t_{marmo} \times a \times 3 = 2700 \times 0.01 \times 0.16 \times 3 = 12.96 \text{ kg/m}^2$$

Intonaco di intradosso dello spessore di  $1.5 \text{ cm}$       $\gamma_{intonaco} \times t_{intonaco} = 1800 \times 0.015 = 27 \text{ kg/m}^2$

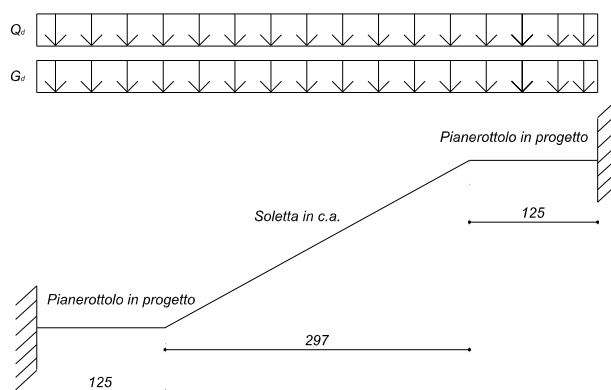
**Totale carico permanente**      $G_k = 783.96 \text{ kg/m}^2$

**Totale carico variabile**      $Q_k = 400 \text{ kg/m}^2$

**13.2 MODELLO DI CALCOLO**

Il calcolo è stato condotto con riferimento ad un modello strutturale in cui la rampa ed il pianerottolo costituiscono un unico elemento, laddove sia la rampa che i pianerottoli vengono schematizzati come travi a sezione rettangolare di base  $b = 125 \text{ cm}$  ed altezza pari

ad  $h = 20 \text{ cm}$ . In corrispondenza dell'innesto con le travi di bordo si suppone esistere un vincolo di puro incastro. Lo schema strutturale è di seguito riportato:



**Modello strutturale di calcolo**

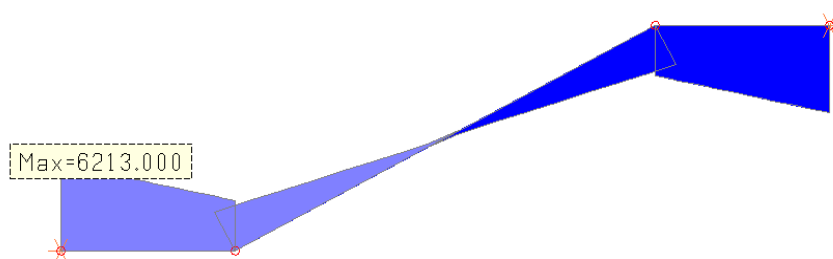
Nel modello utilizzato e relativamente ad una striscia di un metro di larghezza, i valori caratteristici dei carichi permanenti (propri e portati) e dei carichi variabili sono stati rispettivamente combinati agli stati limite in base alla seguente espressione:

$$E_d = G_d + Q_d = \gamma_G \cdot G_k + \gamma_Q \cdot Q_k = 1.3 \times 784 + 1.5 \times 400 = 1620 \text{ kg / m}$$

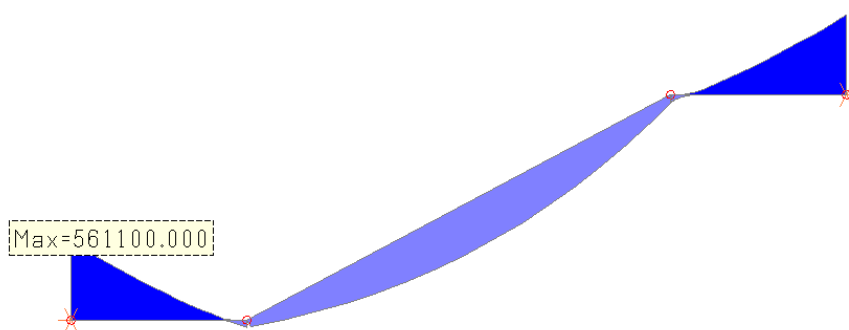
essendo  $G_d$  e  $Q_d$  i valori di calcolo rispettivamente delle azioni permanenti e di quelle variabili.

Si noti che nella definizione del carico agente sulla struttura, si è scelto di distribuire il medesimo carico permanente agente sulla soletta anche sui pianerottoli, al fine di ottenere una approssimazione nel calcolo a vantaggio di sicurezza.

Dal calcolo si ottengono i seguenti diagrammi delle sollecitazioni, dove si riportano i valori massimi del taglio e del momento flettente:



*Taglio*



*Momento flettente*

### 13.3 VERIFICA DELLA SOLETTA RAMPANTE

La verifica della soletta e dei pianerottoli viene effettuata sulla base dei valori massimi delle sollecitazioni agenti che come è stato calcolato assumono i seguenti valori in corrispondenza della sezione di incastro:

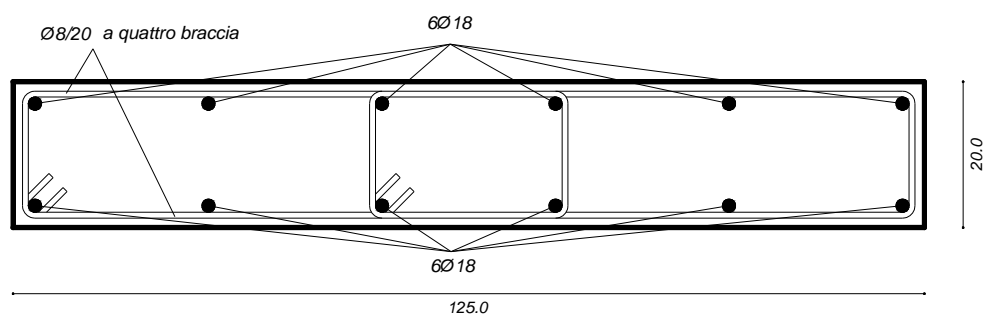
- **Taglio massimo**  $V_{sd} = 6213 \text{ kg}$
- **Momento flettente massimo**  $M_{sd} = 561100 \text{ kg} \times \text{cm}$

Dal momento che sia per la rampa quanto per la soletta dei pianerottoli è stata assegnata la medesima sezione, la verifica viene effettuata contemporaneamente per entrambi gli elementi strutturali. Di seguito si riporta il tabulato di verifica agli stati limite a taglio e a pressoflessione per la sezione rettangolare della soletta rampante  $125 \times 20 \text{ cm}$  armata longitudinalmente con una distribuzione simmetrica di 6 barre ad aderenza migliorata  $\phi 18$  del tipo B450C. Come riportato nel tabulato, dato il modesto valore della sollecitazione tagliante, non è a rigore necessario inserire armatura a taglio. Tuttavia, si prevede l'inserimento di una armatura trasversale costituita da staffe a quattro braccia  $\phi 8 / 20 \text{ cm}$ .

Per quanto concerne i gradini, pur essi non avendo alcuna funzione portante, si disporrà

una armatura cosiddetta "costruttiva" costituita da spille aperte  $\phi 8/20$  cm opportunamente sagomati e come armatura di ripartizione si inseriranno per ciascun gradino 2  $\phi 8$  in posizione longitudinale.

Le armature longitudinali della soletta rampante verranno prolungate lungo tutta la larghezza del pianerottolo ( $\cong 125$  cm) ed ancorate in maniera opportuna alla trave di bordo. Anche nei pianerottoli si inseriranno delle staffe  $\phi 8/20$  cm a quattro braccia, ed inoltre per tutta la lunghezza dei pianerottoli ( $\cong 290$  cm) si disporrà una armatura di ripartizione superiore ed inferiore realizzata con 4  $\phi 14$  al metro lineare. Per quanto concerne i dettagli e la precisa posizione delle armature si rimanda agli elaborati grafici esecutivi allegati a questa relazione.



*Sezione trasversale della soletta in c.a.*

**Tabulato di verifica della soletta rampante**

Unita' di misura delle forze:	kg	
Unita' di misura delle lunghezze:	cm	
Tensioni espresse in:	kg/cm <sup>2</sup>	
Normativa:	NTC-2008	
Versione:	14 Gennaio 2008	
Tipologia:	Altro	
Rck:	300.0	
fyk:	4580.0	
Tensione di calcolo calcestruzzo a pressotensoflessione:	141.1	
Tensione di calcolo acciaio a pressotensoflessione:	3982.6	
Tensione di calcolo a compressione cls. per taglio e torsione:	-141.1	
Tensione di calcolo a trazione calcestruzzo:	11.9	
Tensione di calcolo per l'armatura trasversale per taglio e torsione:	3982.6	

**DATI GEOMETRICI, ARMATURE E SOLLECITAZIONI**

Sezione tipo:	Rettangolare piena
Base:	125.000
Altezza:	20.000

**Armature superiori**

num. barre	$\phi$ (mm)	copriferro (cm)
6	18.0	3.0

**RELAZIONE DI CALCOLO****PROGETTO DI UN PIANO INTERMEDIO NELL'EDIFICIO "C" DEL PLESSO CENTRALE - ING. SILVIO LACQUANITI**

Armature inferiori

num. barre	$\phi$ (mm)	copriferro(cm)
6	18.0	3.0

Momento flettente:	561100.000
Taglio:	6213.000

**RISULTATI VERIFICA A FLESSIONE**

Indice di resistenza allo s.l.u.:	0.61
Campo di rottura della sezione:	2

Sollecitazioni resistenti

Sforzo normale:	-0.370
Momento flettente:	926198.813
Distanza asse neutro dal bordo compresso:	3.571

**Calcestruzzo****Acciaio**

	Tensioni	deformazioni(%)	Tensioni	def.(%)
bordo superiore:	-141.09	-0.27	-892.33	-0.04
bordo inferiore: Allungamento		1.22	3982.60	1.00

**RISULTATI VERIFICA A TAGLIO****Verifica senza armatura trasversale**

Taglio res. ultimo (Vrdul):	13510.342
Indice di resistenza:	0.46

**Verifica delle bielle compresse**

Taglio res. ultimo (Vrdu2):	67458.648
Indice di resistenza:	0.09

**Verifica con armatura trasversale**

Componente di taglio attribuita al calcestruzzo (Vrdu3):	0.000
Componente di taglio attribuita all'armatura (Vwd):	6213.000
Armatura trasversale per unita' di lunghezza (Asw, cm <sup>2</sup> /m):	10.20

**La sezione non richiede armatura trasversale a taglio ( $V \leq V_{rdul}$ )****13.4 IL DIMENSIONAMENTO DELLA TRAVE DI BORDO**

I due pianerottoli in progetto della scala a soletta rampante risultano essere a sbalzo da due travi di bordo, la prima delle quali è disposta alla quota intermedia di 7.95 m, mentre la seconda è disposta a chiusura del perimetro della superficie interessata dal piano intermedio in progetto alla quota 9.55 m dal piano di calpestio del piano terra.

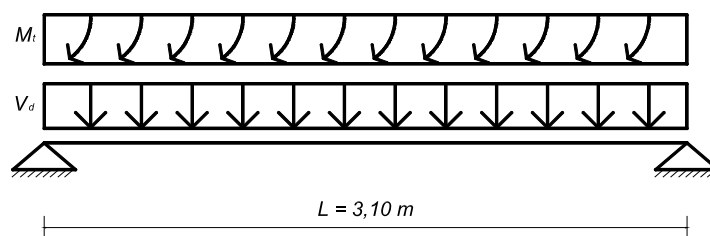
Entrambe le travi di bordo saranno inserite in opportune brecce della profondità non inferiore a 30 cm eseguite nelle murature di confinamento del vano; in particolare, relativamente alla trave disposta alla quota più bassa essa verrà inserita in corrispondenza di una finestra, mentre la trave di bordo a quota maggiore sarà disposta in corrispondenza di una apertura interna.

Per il dimensionamento di queste travi si utilizza un modello strutturale di trave appoggiata appoggiata su una luce di  $L = 310$  cm e sottoposta ai carichi statici derivanti dalle rea-

zioni vincolari dell'incastro dei pianerottoli ottenute dal modello della scala a soletta rampante illustrato nella sezione precedente.

In particolare, il calcolo sarà riferito esclusivamente alla trave di bordo a quota 7.95 m, la quale, rispetto a quella disposta ad una quota superiore, risulta essere maggiormente caricata, dal momento che su di essa insisteranno sia la rampa 1 che la rampa 2. Per essa si assume una sezione rettangolare 40×50 cm.

Sulla base delle seguenti sollecitazioni massime ottenute nella sezione di incastro dei pianerottoli: taglio  $V_{sd} = 6213 \text{ kg}$ , e momento flettente  $M_{sd} = 561100 \text{ kg} \times \text{cm}$ , il calcolo della trave di bordo è stato effettuato utilizzando il seguente schema statico:



**Modello di calcolo strutturale**

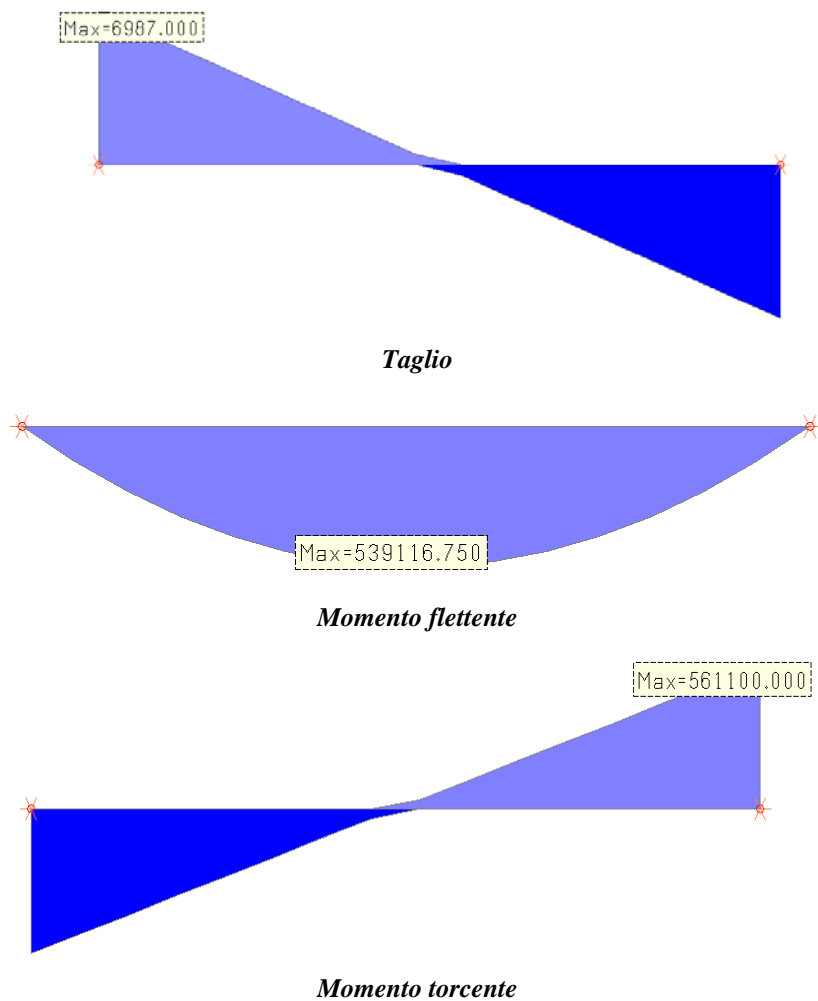
In tale schema il carico uniformemente distribuito  $V_d$  ed il momento torcente  $M_t$  sono rispettivamente dati dalle seguenti espressioni:

$$V_d = \frac{6213 \times 2}{310} = 40.08 \text{ kg / cm}$$

$$M_t = \frac{561100 \times 2}{310} = 3620 \text{ kg} \times \text{cm / cm}$$

Effettuando il calcolo si ottengono i seguenti diagrammi delle caratteristiche di sollecitazione in cui si riportano i valori massimi:





Sulla base di questi valori massimi è stato effettuato il dimensionamento della trave di bordo, le cui verifiche agli stati limite sono riportate nel tabulato seguente nel quale in corrispondenza di undici sezioni in cui è stata suddivisa la trave vengono riportati gli indici di resistenza a pressoflessione ( $F_x, M_y, M_z$ ) e a taglio/torsione ( $F_y, F_z, M_x$ ), assieme all'armatura necessaria longitudinale e trasversale. Come si evince dal tabulato, essendo gli indici inferiori all'unità le verifiche sono da ritenersi soddisfatte.

**RELAZIONE DI CALCOLO**

**PROGETTO DI UN PIANO INTERMEDIO NELL'EDIFICIO "C" DEL PLESSO CENTRALE - ING. SILVIO LACQUANITI**

**Tabulato di verifica della trave di bordo**

Lavoro: **trave di bordo scala** Intestazione lavoro: **trave di bordo**  
 Elemento: **TRAVE** Gruppo: **1** Tabella: **Tabella travi**  
 Descrizione: **trave**  
 Spunt. I **30.0** cm Spunt. J **30.0** cm  
 Rck: **300.00** kg/cmq fyk: **4400.0** kg/cmq  
 Copriferro superiore: **3.0** cm Copriferro inferiore: **3.0** cm Copriferro laterale: **3.0** cm Diametro staffe: **12** mm  
 Numero braccia: **2**

**ASTA NUM. 1** NI 1 NF 2 SEZ. Rp B= 40.0 H= 50.0 (trave)

categoria: p.p. y Permanente qy tot.  
 qy medio: 5.0000 40.0800 45.0800 kg/cm

armatura base = 4 X 2.54 per le armature aggiuntive consultare il tabulato

NC	x	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz	APOST	AANT	AINF	ASUP	x/d	Indice	resistenza	aswta	aswto	PASSO
	cm	kg			kg*m			cmq					Fx,My,Mz	Fy,Fz,Mx	cmq/m	cm	
1	0	0	6987	0	-5611	0	2956	7.63	7.63	7.63	7.63	0.11	0.34	0.93	4.70	4.90	18.6
apost= 2.54 aant= 2.54 ainf= 2.54 asup= 2.54 staffe= 4 d 12 / 18.6 ( e armatura base = 4 X 2.54 )																	
1	31	0	5590	0	-4489	0	4314	7.63	7.63	7.63	7.63	0.11	0.49	0.74	4.70	3.92	18.8
apost= 2.54 aant= 2.54 ainf= 2.54 asup= 2.54 staffe= 4 d 12 / 18.8 ( e armatura base = 4 X 2.54 )																	
1	62	0	4192	0	-3367	0	5239	7.63	7.63	7.63	7.63	0.11	0.60	0.56	4.70	2.94	18.8
apost= 2.54 aant= 2.54 ainf= 2.54 asup= 2.54 staffe= 4 d 12 / 18.8 ( e armatura base = 4 X 2.54 )																	
1	93	0	2795	0	-2244	0	5415	7.63	7.63	7.63	7.63	0.11	0.62	0.37	4.70	1.96	18.8

**RELAZIONE DI CALCOLO****PROGETTO DI UN PIANO INTERMEDIO NELL'EDIFICIO "C" DEL PLESSO CENTRALE - ING. SILVIO LACQUANITI**

---

apost= 2.54 aant= 2.54 ainf= 2.54 asup= 2.54 staffe= 4 d 12 / 18.8 ( e armatura base = 4 X 2.54 )

1	124	0	1397	0	-1122	0	5415	5.09	5.09	5.09	5.09	0.11	0.62	0.19	4.70	0.98	30.0
---	-----	---	------	---	-------	---	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------

apost= -- aant= -- ainf= -- asup= -- staffe= 4 d 12 / 30.0 ( e armatura base = 4 X 2.54 )

1	155	0	0	0	0	0	5415	5.09	5.09	5.09	5.09	0.11	0.62	0.00	4.70	0.00	30.0
---	-----	---	---	---	---	---	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------

apost= -- aant= -- ainf= -- asup= -- staffe= 4 d 12 / 30.0 ( e armatura base = 4 X 2.54 )

1	186	0	-1397	0	1122	0	5415	5.09	5.09	5.09	5.09	0.11	0.62	0.19	4.70	0.98	30.0
---	-----	---	-------	---	------	---	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------

apost= -- aant= -- ainf= -- asup= -- staffe= 4 d 12 / 30.0 ( e armatura base = 4 X 2.54 )

1	217	0	-2795	0	2244	0	5415	7.63	7.63	7.63	7.63	0.11	0.62	0.37	4.70	1.96	18.8
---	-----	---	-------	---	------	---	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------

apost= 2.54 aant= 2.54 ainf= 2.54 asup= 2.54 staffe= 4 d 12 / 18.8 ( e armatura base = 4 X 2.54 )

1	248	0	-4192	0	3367	0	5239	7.63	7.63	7.63	7.63	0.11	0.60	0.56	4.70	2.94	18.8
---	-----	---	-------	---	------	---	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------

apost= 2.54 aant= 2.54 ainf= 2.54 asup= 2.54 staffe= 4 d 12 / 18.8 ( e armatura base = 4 X 2.54 )

1	279	0	-5590	0	4489	0	4314	7.63	7.63	7.63	7.63	0.11	0.49	0.74	4.70	3.92	18.8
---	-----	---	-------	---	------	---	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------

apost= 2.54 aant= 2.54 ainf= 2.54 asup= 2.54 staffe= 4 d 12 / 18.8 ( e armatura base = 4 X 2.54 )

1	310	0	-6987	0	5611	0	2956	7.63	7.63	7.63	7.63	0.11	0.34	0.93	4.70	4.90	18.6
---	-----	---	-------	---	------	---	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------

apost= 2.54 aant= 2.54 ainf= 2.54 asup= 2.54 staffe= 4 d 12 / 18.6 ( e armatura base = 4 X 2.54 )

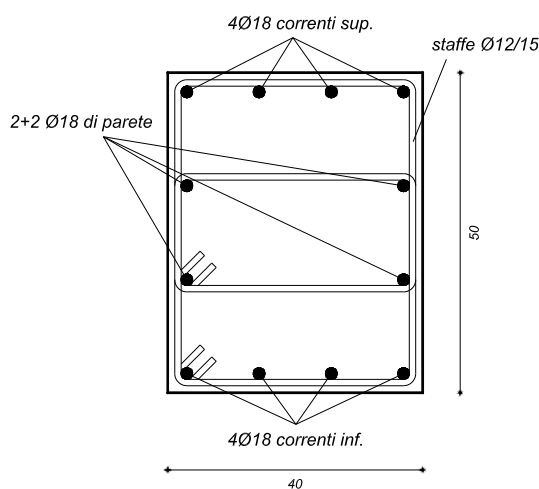
Come si può osservare, le verifiche risultano soddisfatte, dal momento che si trovano degli indici di resistenza inferiori all'unità, sia per quanto concerne la verifica a presso-flessione che per quella dovuta al taglio.

Tuttavia, al fine di armare in maniera opportuna e cautelativamente a vantaggio di sicurezza, partendo dall'area di armatura longitudinale minima prevista nel tabulato, si è pensato di progettare la sezione della trave predisponendo un quantitativo di armatura maggiore.

Si andrà a disporre come armatura longitudinale di sezione pari a  $10.17 \text{ cm}^2$  ( $4 \phi 18$ ) estesa a tutta la lunghezza della trave e disposta in modo simmetrico su tutti e quattro i lati della sezione.

Per quanto concerne l'armatura trasversale a taglio e torsione, dal momento che le verifiche sono soddisfatte inserendo un quantitativo di staffe pari a  $9.6 \text{ cm}^2 / \text{metro}$ , si andranno a disporre staffe  $\phi 12$  a quattro braccia a passo costante e pari a  $18.5 \text{ cm}$  per tutta la lunghezza della trave.

La sezione trasversale della trave di bordo è riportata nella figura seguente:



**Sezione trasversale della trave di bordo**

## **14. CONCLUSIONI**

Da quanto visto in precedenza risulta che la struttura progettata è pienamente in grado di assolvere ai suoi compiti statici. E' opportuno notare che i calcoli effettuati non sono stati esclusivamente affidati all'elaboratore, nonostante si sia fatto uso di un software commerciale di riconosciuta qualità ed affidabilità (*MasterSap*), in possesso dell'Università degli Studi di Messina con regolare licenza d'uso a tempo indeterminato (numero di licenza 34710). In altre parole, si è anche proceduto a calcoli condotti manualmente, facilmente controllabili.

La normativa risulta del tutto rispettata ed, infine, la redazione della presente relazione è stata improntata a criteri di chiarezza (in maniera che possa essere agevolmente consultata e controllata); ma, d'altronde, anche gli output forniti dal computer (specialmente quelli grafici) risultano facilmente comprensibili..

Alla luce di tutto quanto detto, risulta evidente che la struttura progettata non solo è senz'altro in grado di assolvere ai suoi compiti statici, ma è anche una struttura di qualità, con buone riserve di resistenza, deformabilità contenuta onde evitare che possano essere danneggiate le opere di completamento.

***Il Progettista della struttura  
(dott. ing. Silvio Lacquaniti)***

*Messina, Luglio 2009*