



STUDIO DI FATTIBILITA' CON VERIFICA STATICA DI UNA PASSERELLA CICLOPEDONAL PER L'ATTRAVERSAMENTO DEL FIUME ARNO TRA RIGLIONE E CISANELLO

RESPONSABILE SCIENTIFICO

prof. ing. Mauro Sassu |

COLLABORATORI INTERNI (rilievi e grafici)

geom. Claudio Iozzia Maddaleno

geom. Roberto Rinaldi

COLLABORATORI ESTERNI

verifiche statiche: Dott. Ing. Marco Cinotti

elaborazioni grafiche: Ing. Davide Tofanelli

CONSULENTE PAESAGGISTICO

prof. ing. Massimo Dringoli

INDICE

1.	INTRODUZIONE.....	3
1.1.	Descrizione generale	3
1.2.	Norme di progetto seguite	7
1.3.	Caratteristiche dei materiali	8
1.4.	Caratteristiche del terreno	12
2.	VALUTAZIONE DELLE AZIONI.....	15
2.1.	Azioni permanenti	15
2.1.1.	Peso proprio degli elementi strutturali.....	15
2.1.2.	Carichi permanenti portati	15
2.2.	Azioni dovute alla neve (Q_s)	15
2.2.1.	Generalità.....	15
2.2.2.	Caratterizzazione del sito.....	15
2.2.3.	Carico neve sulla passerella	16
2.3.	Azioni dovute al vento.....	16
2.3.1.	Generalità.....	16
2.3.2.	Caratterizzazione del sito.....	17
2.3.3.	Forza del vento in direzione trasversale X	18
2.3.4.	Forza del vento in direzione longitudinale Y	19
2.3.5.	Forza del vento in direzione verticale Z	19
2.3.6.	Forza del vento sulle antenne	21
2.4.	Carichi da traffico.....	22
2.4.1.	Modelli di carico verticali	22
2.4.2.	Forze orizzontali – Valori caratteristici	23
2.5.	Deformazioni impresse	24
2.5.1.	Distorsioni e presollecitazioni di progetto (ϵ_1).....	24
2.5.2.	Ritiro e viscosità del calcestruzzo (ϵ_2)	24
2.5.3.	Variazioni termiche (ϵ_3).....	26

2.6.	Azioni dovute al sisma	29
2.6.1.	Generalità.....	29
2.6.2.	Vita nominale e classe d'uso.....	29
2.6.3.	Pericolosità sismica di base	30
2.6.4.	Specificità del sito	31
2.6.5.	Spettro di risposta elastico della componente orizzontale	32
2.6.6.	Spettro di risposta elastico della componente verticale	32
2.6.7.	Spettri di risposta di progetto	35
2.7.	Combinazioni di calcolo delle azioni	35
2.7.1.	Stato Limite Ultimo	35
3.	DISPOSIZIONE ELEMENTI E PRIMO DIMENSIONAMENTO.....	38
3.1.	Antenne	38
3.2.	Sistema di sostegno	40
3.3.	Impalcato	50
4.	MODELLO DI CALCOLO.....	52
4.1.	Cenni introduttivi	52
4.2.	Modellazione dei materiali	52
4.3.	Modellazione delle azioni.....	53
4.4.	Modellazione degli elementi strutturali e dei vincoli.....	54
4.5.	Modellazione degli stralli.....	56
4.6.	Sintesi dei risultati.....	58
4.7.	Sintesi delle verifiche preliminari	62

1. INTRODUZIONE

1.1. Descrizione generale

La presente relazione riguarda il progetto di una passerella ciclo-pedonale strallata di luce complessiva pari a 195 m, dei quali 120 m rappresentano l'effettivo sviluppo del ponte in relazione all'ostacolo da superare, ovvero il fiume Arno tra Riglione e Cisanello, mentre i rimanenti fungono, per 37,5m da ciascun lato del ponte, da rampe di accesso. Queste ultime sono previste mobili, ovvero dotate di sistema di sollevamento tramite martinetti idraulici, in modo da consentire, attraverso la rotazione delle rampe attorno a due cerniere poste in corrispondenza degli appoggi del ponte, il raggiungimento in caso di eventi di piena del franco idraulico previsto dalla norma. Il ponte pedonale è realizzato in carpenteria metallica e si presenta come un impalcato a forma leggermente arcuata nella parte centrale, mentre le rampe laterali hanno un andamento lineare che riprende per continuità la pendenza del tratto curvilineo. L'impalcato è sorretto da dieci coppie di stralli disposti su due piani obliqui e collegati a due antenne gemelle anch'esse in carpenteria metallica.

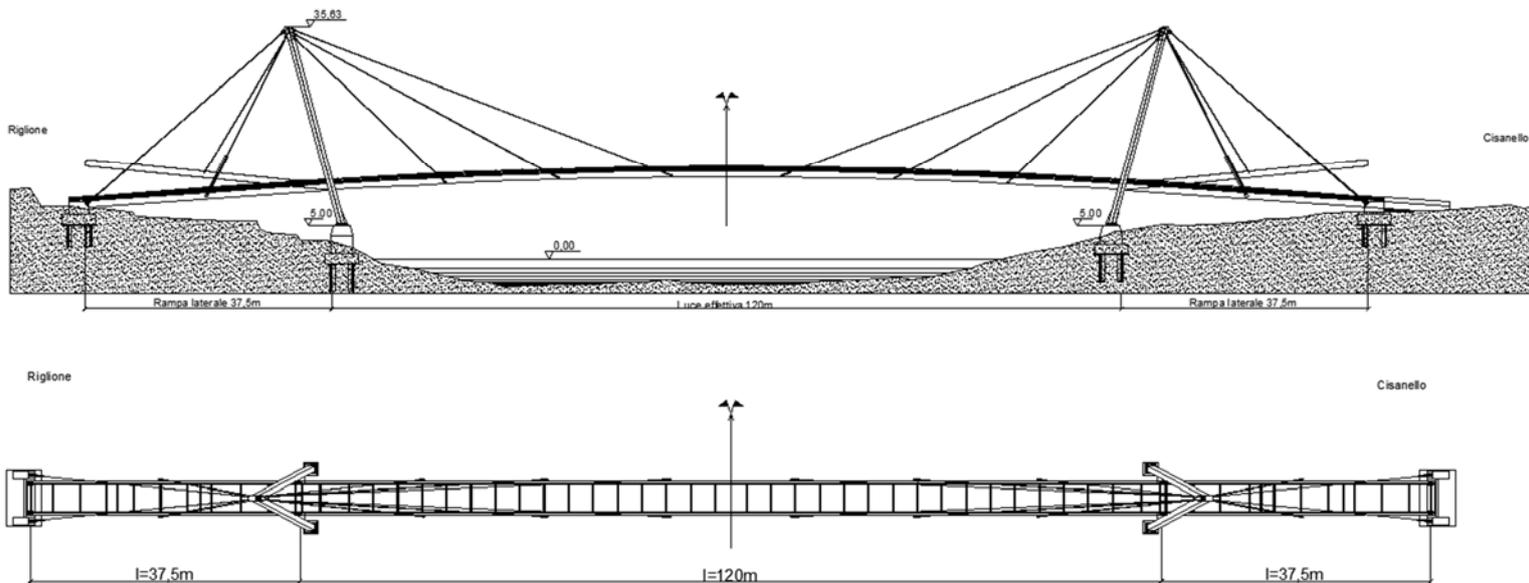


Figura 1.1- Prospetto longitudinale e pianta della passerella.

La struttura principale dell'impalcato è costituita da due travi composte saldate in acciaio con sezione trasversale a cassone trapezoidale di altezza massima pari a 100 cm e larghezza che varia tra i 40 e i 25 cm. Lo spessore è di 3cm per le piattabande e di 2 cm per le lamiere d'anima. I due correnti si trovano per l'intero sviluppo del ponte ad una distanza trasversale costante di circa 3,8 m e sono connessi fra loro mediante traversi in profilo IPE 360 disposti a passo di 3,4 m. Al di sopra dei traversi è prevista una soletta di 12 cm di spessore gettata su lamiera grecata resa collaborante mediante connettori a piolo Nelson. Il massetto e la pavimentazione costituiscono

infine il piano viabile che garantisce in questo modo una larghezza netta di 3,5m, così come richiesto dalla committenza sia per il passaggio ciclo-pedonale che di un'eventuale mezzo di soccorso.

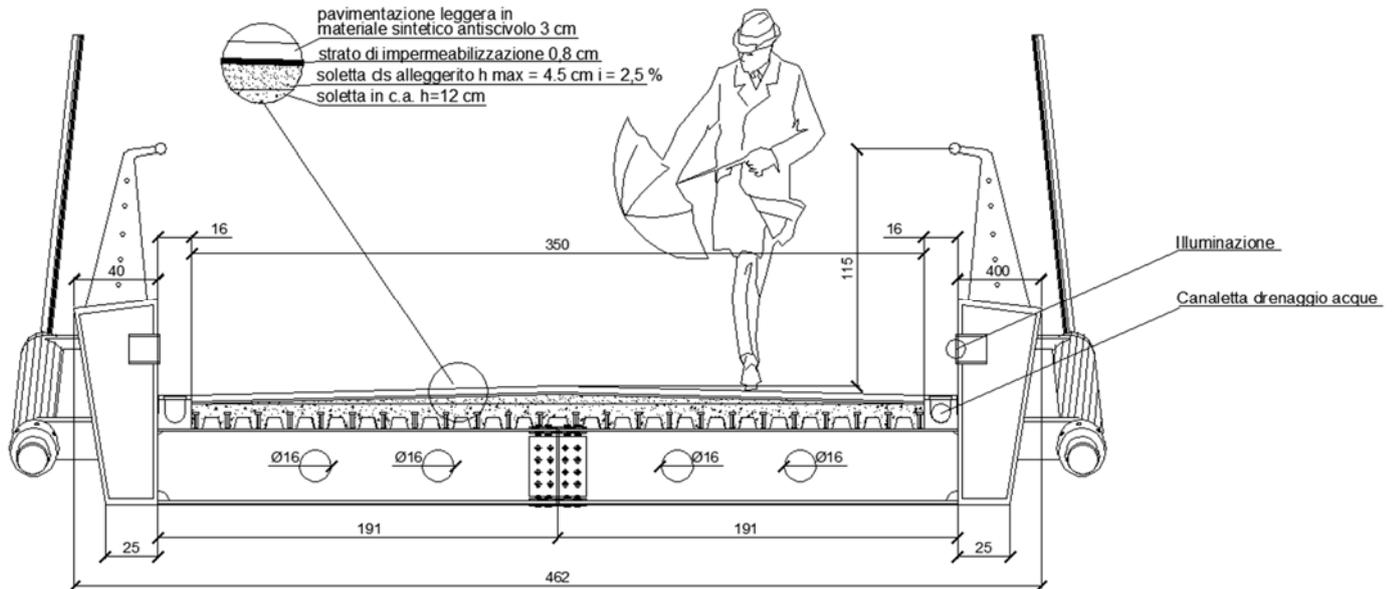


Figura 1.2- Sezione trasversale dell'impalcato.

Le antenne sono costituite da profili composti saldati in acciaio di forma rettangolare con lati 100 e 80 cm, spessore costante di 3 cm e nervature interne. La forma è a V rovescia e si sviluppano per un'altezza complessiva di circa 32 m, spiccando dal livello di imposta dell'impalcato di 25 m. Le antenne sono inclinate nel piano longitudinale di 15° rispetto alla verticale in direzione esterna, mentre nel piano trasversale presentano una variazione della verticalità di 8° fino al congiungimento delle due gambe dei piloni, che avviene a circa 26 m, dopo di che hanno andamento perfettamente verticale. A circa 5 m di quota si prevede una traversa in acciaio con la funzione di appoggio per l'impalcato avente forma scatolare rettangolare pari a 70 cm per 60 cm e spessore 3 cm.

Il sistema di sostegno è realizzato da 8 coppie, più 2 di riva, di cavi spirroidali che partendo dai tubolari a bordo dei correnti convergono alla sommità dell'antenna formando un sistema a ventaglio misto. Il passo degli stralli è di 17,5 m e la lunghezza degli stessi varia da un minimo di 27 m ad un massimo di 60 m. Sono state utilizzate due famiglie distinte di diametri in funzione del ruolo statico demandato al cavo: Ø=52 mm per gli stralli di campata e quelli delle rampe laterali, Ø=76 mm per gli stralli di ormeggio.

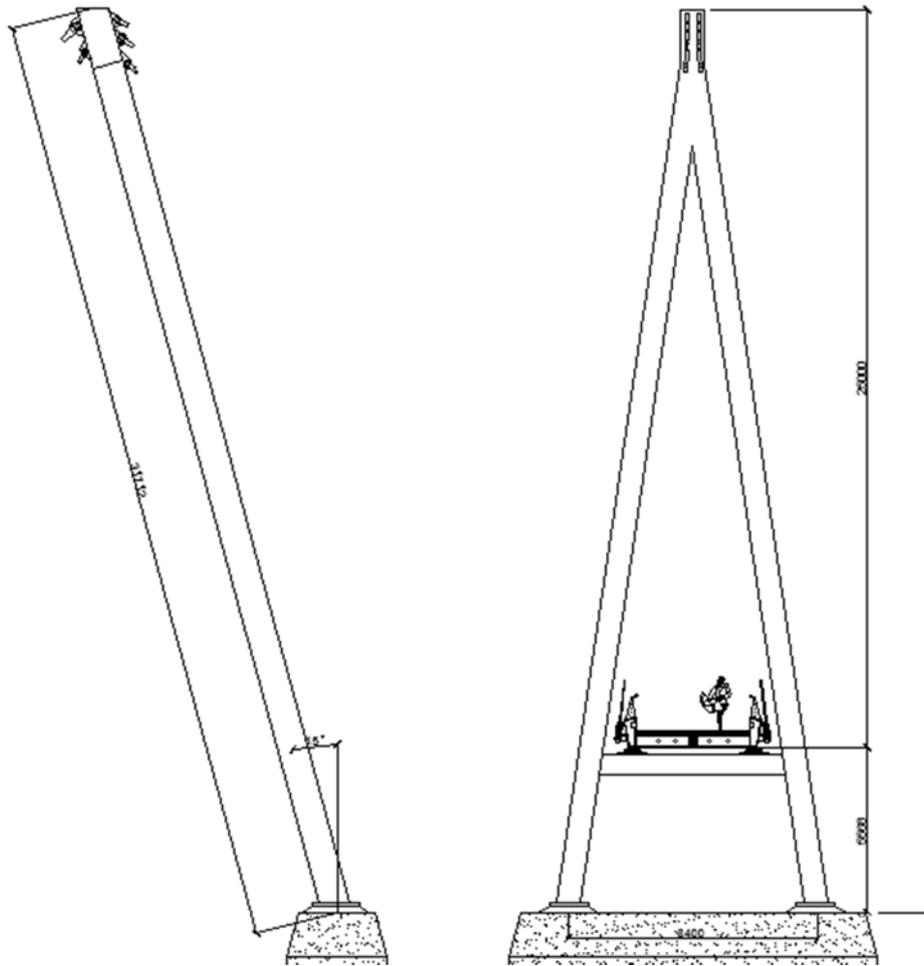


Figura 1.3- Sezione trasversale antenna.

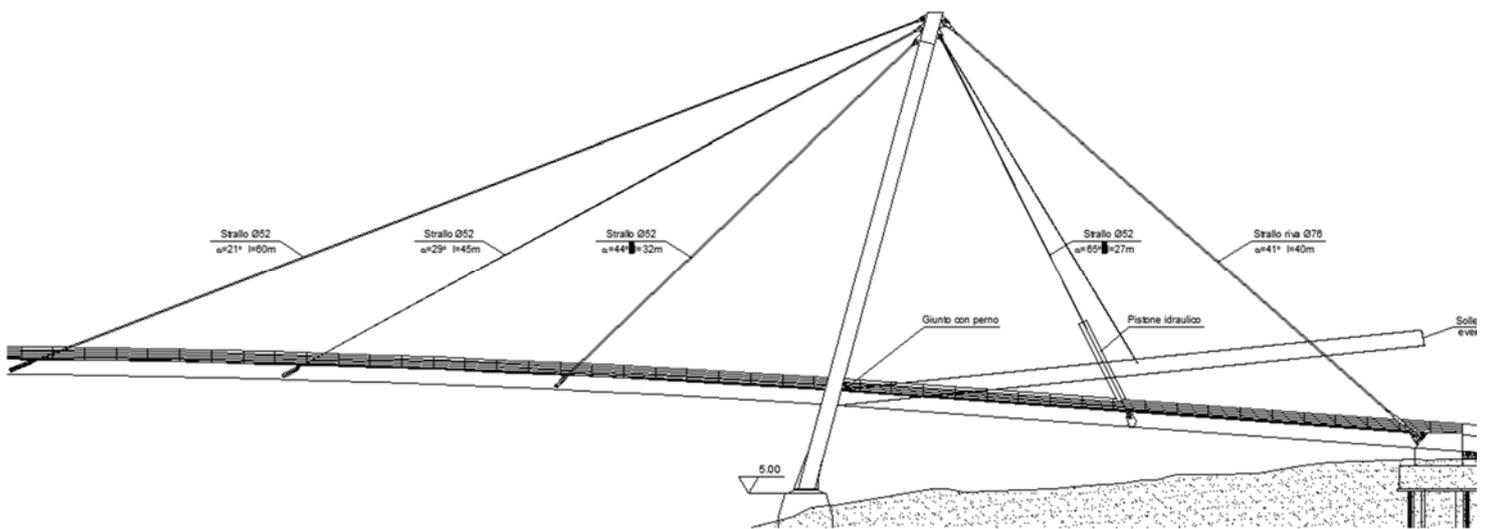


Figura 1.4- Disposizione e caratteristiche geometriche degli stralli.

Le spalle sono del tipo monolitico in calcestruzzo armato ovvero elementi a tutta altezza dal piano campagna che accolgono il corpo del rilevato e sulla cui sommità vengono collocati gli apparecchi

di appoggio della passerella. In particolare sono composte da un muro frontale di 1,5 m di spessore dal quale si aggetta un paraghiaia con spessore 40 cm e da due pareti laterali di 1,0 m che hanno la funzione di contenimento trasversale del terreno e di ormeggio per lo strallo di riva.

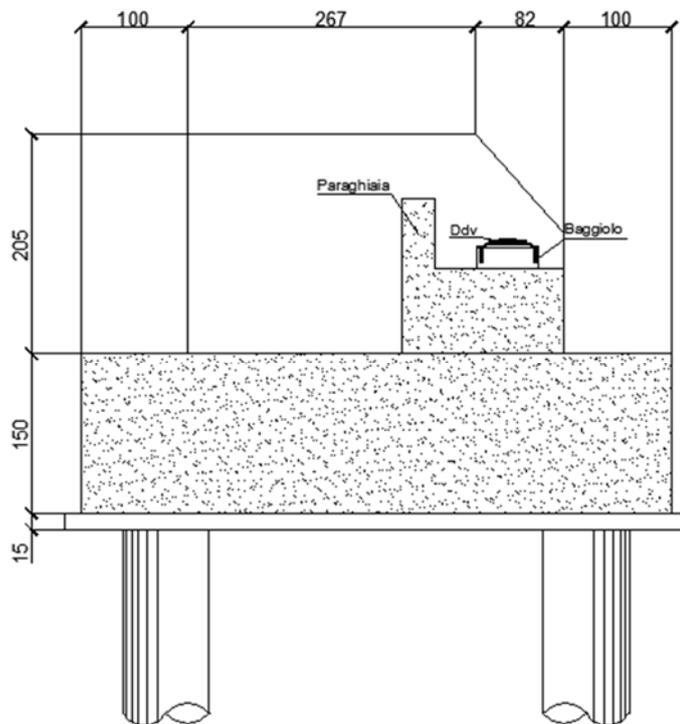


Figura 1.5- Sezione trasversale spalle.

Le antenne si attestano su pile monolitiche in calcestruzzo armato aventi la funzione di portare il piano di appoggio delle stesse ad una quota ritenuta soddisfacente per eventi di piena con tempi di ritorno cinquantennali.

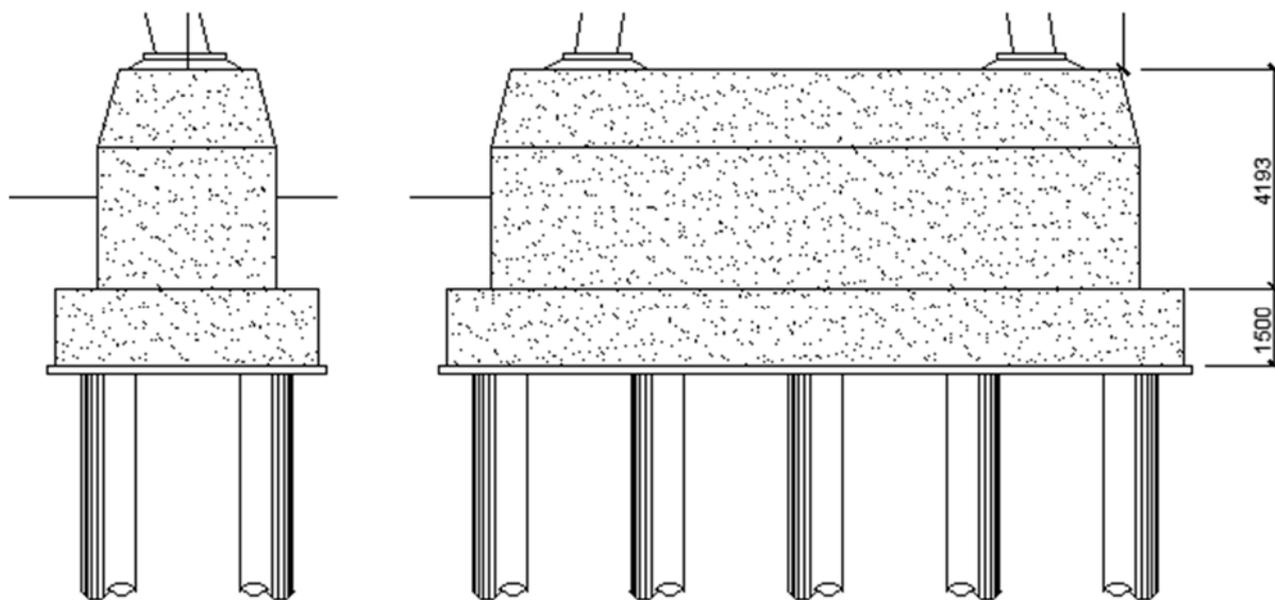


Figura 1.6- Sezione trasversale fondazione antenne

La fondazione delle pile e delle spalle è del tipo profondo con pali trivellati di grosso diametro (1,0 m e 0,8 m) collegati in sommità da una zattera di fondazione di 1,5 m di spessore.

1.2. Norme di progetto seguite

- Norme per il calcolo strutturale:
- NTC 2008. D .M. Ministero LL.PP del 14 gennaio 2008
"Nuove Norme Tecniche per le costruzioni".
- Circolare n.2 del 7 marzo 2008
"Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. del 14 gennaio 2008.
- UNI EN 1991-2-1: *Eurocodice 1*
"Azioni sulle strutture", Parte 2-1: Azioni in generale – Pesì per unità di volume, pesì propri e sovraccarichi per gli edifici.
- UNI EN 1991-2-3: *Eurocodice 1*
"Azioni sulle strutture", Parte 2-3: Azioni in generale - Carichi da neve.
- UNI EN 1991-2-4: *Eurocodice 1*
"Azioni sulle strutture", Parte 2-4: Azioni in generale –Azioni del vento.
- UNI EN 1991-2-5: *Eurocodice 1*
"Azioni sulle strutture", Parte 2-5: Azioni in generale –Azioni termiche.
- UNI EN 1991-1-6: *Eurocodice 1*
"Azioni sulle strutture", Parte 1-6: Azioni in generale – Azioni durante la costruzione.
- UNI EN 1991-3: *Eurocodice 1*
"Azioni sulle strutture", Parte 3: Azioni in generale - Carichi da traffico sui ponti.
- UNI EN 1992-1-1:2005 *Eurocodice 2*
"Progettazione delle strutture di calcestruzzo", Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.
- UNI EN 1993-1-1: *Eurocodice3*
"Progettazione delle strutture di acciaio", Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.
- UNI EN 1993-2: *Eurocodice3*
"Progettazione delle strutture di acciaio", Parte 2: Ponti di acciaio.
- UNI EN 1994-1-1: *Eurocodice4*
"Progettazione delle strutture composte acciaio/calcestruzzo" - Parte 1-1 - Regole generali e regole per gli edifici.
- UNI EN 1994-2: *Eurocodice4*

“Progettazione delle strutture composte acciaio/calcestruzzo” - Parte 2 - Ponti a struttura composta.

- UNI EN 1998-1-1: *Eurocodice 8*

“Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture” - Parte 1-1 - Regole generali - Azioni sismiche e requisiti generali per le strutture.

- UNI EN 1998-2: *Eurocodice 8*

“Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture” - Parte 2 – Ponti.

- Norme per il calcolo geotecnico:

- NTC 2008. D .M. Ministero LL.PP del 14 gennaio 2008

"Nuove Norme Tecniche per le costruzioni".

- UNI EN 1997-1:2005 *Eurocodice 7*

“Progettazione geotecnica”, Parte 1: Regole generali.

- UNI EN 1998-5:2005 *Eurocodice 8*

“Progettazione delle strutture per la resistenza sismica” - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.

- Norme per i materiali:

- NTC 2008. D .M. Ministero LL.PP del 14 gennaio 2008

"Nuove Norme Tecniche per le costruzioni".

- UNI EN 206-1:2006, Calcestruzzo – Parte 1: specificazione, prestazione, produzione e conformità.

- UNI ENV 13670-1:2001 – Execution of concrete structures.

- UNI EN 11104:2004 – Istruzioni complementari per l’applicazione della UNI EN 206-1.

- UNI EN 10080:2005 – Acciaio per cemento armato – Acciaio saldabile per c.a. – Generalità.

1.3. Caratteristiche dei materiali

I materiali utilizzati sono il calcestruzzo, l’acciaio per l’armatura e l’acciaio strutturale.

- Calcestruzzo:

Si usa un calcestruzzo classe C32/40 (Prospetto 3.1 EC2 e Tabella 4.1.I NTC).

Resistenza caratteristica a compressione su provini cubici:

$$R_{ck} = 40 \frac{N}{mm^2}$$

Resistenza caratteristica a compressione:

$$f_{ck} \cong 32 \frac{N}{mm^2} = 0.83 R_{ck}$$

Resistenza di calcolo a compressione:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0.85 \frac{32}{1.5} = 18.1 \frac{N}{mm^2}$$

Tensione ammissibile nel calcestruzzo sotto combinazione dei carichi rara:

$$\sigma_{c adm} = 0.6 f_{ck} = 19.2 \frac{N}{mm^2}$$

Tensione ammissibile nel calcestruzzo sotto combinazione dei carichi quasi permanente:

$$\sigma_{c adm} = 0.45 f_{ck} = 14.4 \frac{N}{mm^2}$$

Resistenza media a trazione:

$$f_{ctm} = 0.3(f_{ck})^{2/3} = 3.0 \frac{N}{mm^2}$$

Resistenza caratteristica a trazione:

$$f_{ctk} = 0.7 f_{ctm} = 2.1 \frac{N}{mm^2}$$

Resistenza a trazione di progetto:

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} \frac{f_{ctk}}{\gamma_c} = 1 \frac{1.8}{1.5} = 1.4 \frac{N}{mm^2}$$

Modulo elastico secante

$$E_c = 22 \left(\frac{f_{ck} + 8}{10} \right)^{0.3} \cong 33345 \frac{N}{mm^2}$$

▪ Acciaio d'armatura:

Si usa un acciaio tipo B450C (3.2.2(3) EC2 Appendice Nazionale e 11.3.2 NTC)

Tensione caratteristica di snervamento

$$f_{yk} \geq 450 \frac{N}{mm^2}$$

Tensione di snervamento di progetto

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{450}{1.15} \cong 391 \frac{N}{mm^2}$$

Modulo elastico

$$E_s = 210000 \frac{N}{mm^2}$$

▪ Acciaio strutturale:

- Profili (Antenne):

Acciaio S 355 (ex Fe 510)

Tensione di rottura a trazione $f_t = 510 \text{ N / mm}^2$

Tensione di snervamento $f_y = 355 \text{ N / mm}^2$
Modulo elastico longitudinale $E = 210.000 \text{ N / mm}^2$

- Profili (Impalcato):

Acciaio Corten B

Tensione di rottura a trazione $f_t = 500 \text{ N / mm}^2$
Tensione di snervamento $f_y = 350 \text{ N / mm}^2$
Modulo elastico longitudinale $E = 206.000 \text{ N / mm}^2$

▪ Stralli:

Acciaio armonico

Tensione di rottura a trazione $f_t = 1550 \text{ N / mm}^2$
Tensione di snervamento $f_y = 940 \text{ N / mm}^2$
Modulo elastico longitudinale $E = 165.000 \text{ N}$

▪ Lamiera grecata:

Acciaio S 280 GD

Tensione di rottura a trazione $f_t = 360 \text{ N / mm}^2$
Tensione di snervamento $f_y = 280 \text{ N / mm}^2$
Modulo elastico longitudinale $E = 210.000 \text{ N / mm}^2$

▪ Connettori a taglio:

Acciaio C 450

Tensione di rottura a trazione $f_t = 450 \text{ N / mm}^2$
Tensione di snervamento $f_y = 350 \text{ N / mm}^2$
Modulo elastico longitudinale $E = 210.000 \text{ N / mm}^2$

▪ Piastre dei collegamenti:

Acciaio S 355 (ex Fe 510)

Tensione di rottura a trazione $f_t = 510 \text{ N / mm}^2$
Tensione di snervamento $f_y = 355 \text{ N / mm}^2$
Modulo elastico longitudinale $E = 210.000 \text{ N / mm}^2$

- Bulloni A.R.:

Vite UNI 5739 Classe 10.9	Dado UNI 5588 Classe 6S	Rondella UNI6592
Tensione di rottura a trazione	$f_{tb} = 1000 \text{ N / mm}^2$	
Tensione di snervamento	$f_{yb} = 900 \text{ N / mm}^2$	

- Saldature:

Saldature a piena penetrazione (ex I° classe) e saldature a cordone d'angolo eseguite con acciaio S355 (ex Fe 510).

1.4. Caratteristiche del terreno

Sulla base dei risultati della campagna di indagini geognostiche e geofisiche eseguiti in occasione dei lavori per il completamento dell'area ospedaliero-universitaria di Cisanello e della relativa relazione geotecnica, si è assunta la seguente stratigrafia di progetto:



Figura 1.7- Foto aerea con ubicazione area ospedaliera di progetto.



Figura 1.8- Carta geologica con ubicazione indagini geognostiche e geofisiche.

5.3 Riassunto delle caratteristiche geotecniche dei terreni

Riassumendo i risultati ottenuti per i vari tipi di terreno:

- **Terreno A** – sabbie limose e limi sabbiosi;
- **Terreno B** – sabbie mediamente addensate;
- **Terreno C** – limi con argille molli normalconsolidate;
- **Terreno D** – limi con argille inframmezzati da livelli sabbio-ghiaiosi.

si ottiene:

Terreno	γ kN/m ³	D_R %	OCR -	c' kPa	ϕ' °	c_u kPa	$E'_{(25\%)}$ MPa	E_{ed} MPa	E_u MPa
A	18-19	-	-	0+5	24+27	-	5+10	5.5	-
B	18.0-19.5	55	-	0	30+32	-	12+15	-	-
C	17.5-18.0	-	1	0	26+29	20+30	-	4.5	2+4
D	19.0	55	-	10	30+32	100+120	15	6.0	20+30

Figura 1.9- Tabella riassuntiva delle caratteristiche geotecniche dei terreni.



Figura 1.10- Stratigrafia di progetto.

2. VALUTAZIONE DELLE AZIONI

2.1. Azioni permanenti

In accordo alle EN 1991-1-1 [2], il peso proprio degli elementi strutturali e della pavimentazione stradale è classificato come azione permanente fissa.

2.1.1. Peso proprio degli elementi strutturali

I pesi propri degli elementi strutturali (G_1) sono calcolati automaticamente dal modello agli elementi finiti attraverso il caso di carico DEAD a partire dal peso specifico dei materiali, i valori delle densità dei materiali da costruzione sono dati nelle EN 1991-1-1 [2] con il loro valor medio, e dalle sezioni trasversali assegnate agli elementi. In particolare si assume un'azione distribuita per unità di lunghezza pari a:

- Travi in acciaio: $g_{1,k} = 78,5 \text{ KN/m}^3 \cdot A_a$

- Soletta in c.a. di spessore 12cm: $g_{1,k} = 25 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3} \cdot 0,12 \text{ m} = 3 \text{ KN/m}^2$

2.1.2. Carichi permanenti portati

I carichi dovuti agli elementi permanenti portati (G_2) sono i seguenti:

- Pavimentazione stradale: $g_{2,k} = 2 \text{ KN/m}^2$

- Parapetto: $g_{2,k} = 1 \text{ KN/m}$

2.2. Azioni dovute alla neve (Q_s)

2.2.1. Generalità

Le azioni dovute all'accumulo del manto nevoso sulla passerella vengono descritte mediante forze statiche con direzione verticale e con intensità che dipende dalle condizioni climatiche, da quelle di esposizione locale, dalla densità della neve, dal periodo di ritorno dell'azione stessa, dalla forma della struttura. La valutazione del carico neve richiede dapprima la caratterizzazione del sito su cui verrà realizzata l'opera, quindi la definizione del coefficiente di forma relativo alla passerella.

2.2.2. Caratterizzazione del sito

Il carico neve sulla passerella, secondo quanto specificato dal DM 14/01/2008 è valutato mediante la seguente espressione:

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_e \cdot C_t$$

Nella quale μ_i rappresenta il coefficiente di forma della copertura, q_{sk} il valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo con periodo di ritorno di 50 anni, C_e il coefficiente di esposizione, C_t il coefficiente termico. Mentre il primo e l'ultimo di tali coefficienti portano in conto l'influenza sul carico neve della tipologia della struttura, i restanti dipendono dalla zona geografica nella quale sorgerà l'opera (q_{sk}) e dalle caratteristiche specifiche dell'area interessata dalla passerella (C_e). Il carico neve al suolo q_{sk} con periodo di ritorno di 50 anni, è valutato, per siti appartenenti alla Zona III, nella quale rientra la provincia di Pisa, e con altezza sul livello del mare a_s , con la seguente espressione:

$$q_{sk} = 0,60 \text{ kN/m}^2 \quad \text{per } a_s \leq 200 \text{ m}$$

Relativamente al coefficiente di esposizione C_e sulla base delle indicazioni fornite dal DM 14/01/2008 e supponendo che la passerella sorga su un'area caratterizzata da topografia "normale", si adotta un coefficiente unitario.

Il coefficiente termico C_t si assume, anch'esso, unitario.

2.2.3. Carico neve sulla passerella

Il carico neve q_s agente sulla superficie dipende, oltre che dalle caratteristiche del sito e dell'area sulla quale sorgerà la struttura, anche dalla specifica forma della passerella tramite il coefficiente μ_i . Poiché la passerella pedonale ha l'impalcato debolmente curvo ($0^\circ < \alpha < 30^\circ$), il coefficiente di forma vale $\mu_i = 0,8$ da assumersi in condizione di carico da neve depositata sia in presenza sia in assenza di vento. Pertanto l'azione di progetto complessiva dovuta al sovraccarico neve risulta pari a:

$$q_{s1} = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_e \cdot C_t = 0,8 \cdot 600 \cdot 1 \cdot 1 = 480 \text{ N/m}^2$$

2.3. Azioni dovute al vento

2.3.1. Generalità

Per determinare l'azione del vento sulla passerella si è fatto riferimento alle EN 1991-1-4:2010 ed al DM 14/01/2008. In questa fase della progettazione non abbiamo tenuto conto di eventuali anomalie del vento dovute all'orografia né di fenomeni dinamici indotti nelle strutture dal vento stesso, rimandando, eventualmente, ad un secondo momento una valutazione della risposta strutturale in galleria del vento. Gli effetti del vento sono stati così convenzionalmente assimilati a carichi statici e si traducono in un'azione orizzontale ortogonale all'asse longitudinale

dell' passerella, in un'azione orizzontale parallela all'asse longitudinale della passerella ed in un'azione verticale ortogonale al piano di calpestio. A quest'ultima azione viene associata un'eccentricità da cui si genera un momento torcente.

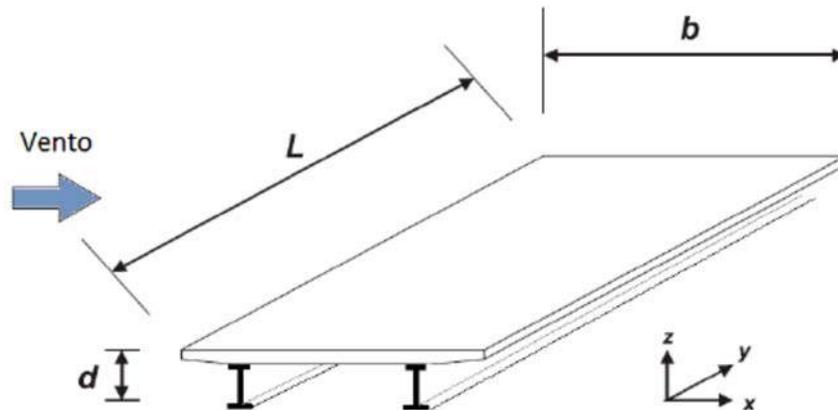


Figura 2.1- Direzioni delle azioni da vento sulla passerella.

Le forze prodotte nelle direzioni x e y sono dovute al vento spirante secondo diverse direzioni pertanto non sono simultanee. Le forze prodotte lungo z vengono assunte, invece, come simultanee alle forze prodotte nelle altre due direzioni.

2.3.2. Caratterizzazione del sito

La determinazione delle azioni da vento richiede, in via preliminare, la valutazione di parametri in grado di caratterizzare il territorio oggetto della costruzione e parametri capaci di portare in conto le specificità orografiche della superficie sulla quale insisterà la struttura. Tali parametri sono stati valutati secondo la vigente Normativa Nazionale in merito di Costruzioni (DM 14/01/2008), per la quale nelle 9 zone in cui è suddiviso l'intero territorio nazionale viene fornita la velocità di riferimento v_b^1 :

$$v_b = v_{b,0} \text{ per } a_s \leq a_0$$

$$v_b = v_{b,0} + k_a(a_s - a_0) \quad \text{per} \quad a_0 \leq a_s \leq 1500 \text{ m}$$

¹ La v_b rappresenta il valore caratteristico della velocità del vento mediata in un intervallo di tempo di 10 min, misurata a 10 m dal suolo, su un terreno di II categoria e riferita ad un periodo di ritorno di 50 anni.

Per la Zona 3 nella quale rientra la Regione Toscana sono indicati i seguenti valori:

$$v_{b,0} = 27 \text{ m/s} \quad a_0 = 500 \text{ m} \quad K_a = 0.020 \text{ 1/s}$$

Tali parametri, definita la zona, consentono di determinare, per altitudini inferiori a 1500 m sul livello del mare, la velocità del vento v_b . Nel caso specifico, assumendo un'altezza sul livello medio del mare a_s inferiore a 500 m si ottiene:

$$v_b = v_{b,0} = 27 \text{ m/s}$$

La caratterizzazione locale del sito interessato dalla costruzione è demandata al coefficiente di esposizione c_e il quale dipende dagli effetti locali legati alla rugosità del terreno, alla vicinanza dalla costa ed in generale all'orografia del territorio, oltreché all'altezza della costruzione z sul suolo. Il DM 14/01/2008 in assenza di analisi specifiche, fornisce per c_e la seguente espressione:

$$c_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \cdot \left[7 + c_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)\right] \text{ per } z \geq z_{min}$$

$$c_e(z) = c_e(z_{min}) \text{ per } z < z_{min}$$

I coefficienti k_r , z_0 , z_{min} sono classificati in funzione della categoria di esposizione del sito. Tale categoria viene individuata sulla base di grafici in ragione delle zone e delle classi di rugosità. Nel caso specifico si assume come classe di rugosità del terreno B, relativa ad aree suburbane, cui corrisponde nel caso specifico la III categoria di esposizione. Si hanno perciò i seguenti valori:

$$K_r = 0,20; \quad z_0 = 0,10 \text{ m}; \quad z_{min} = 5 \text{ m}$$

Il calcolo del coefficiente di esposizione richiede, infine, la determinazione del coefficiente di topografia c_t il quale consente di portare in conto gli incrementi locali della velocità di picco dovuti a particolari condizioni topografiche ed orografiche del sito sul quale insiste la struttura. Così come suggerito dalla Normativa sia per le zone pianeggianti che per quelle ondulate, collinose e montane, assumiamo il coefficiente di topografia c_t uguale a 1. L'altezza di calcolo è assunta così come suggerito dalle EN 1991-1-4:2005 pari alla quota della linea media dell'impalcato della passerella rispetto al fondo valle, che in questo caso varia da $z = 12,7 \text{ m}$ in prossimità delle spalle fino a $z = 17,5 \text{ m}$ in corrispondenza della mezzera del ponte.

2.3.3. Forza del vento in direzione trasversale X

La forza del vento agente lungo l'asse x è valutata secondo la seguente formula:

$$F_{w,x} = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot C_x \cdot A_{ref,x}$$

dove:

ρ è la densità dell'aria, assunta costante e pari a $1,25 \text{ kg/m}^3$;

v_b è la velocità di riferimento calcolata in precedenza;

$A_{ref,x}$ è l'area esposta al vento in direzione x; così come suggerito dalle EN 1991-1-4:2005 per strutture aperte con parapetti aperti (più del 50% aperto) su entrambi i lati, l'area di riferimento si calcola aggiungendo all'altezza del ponte un'altezza convenzionale di 600 mm per tenere conto dell'influenza dei parapetti.

Road restraint system	on one side	on both sides
Open parapet or open safety barrier	$d + 0,3 \text{ m}$	$d + 0,6 \text{ m}$
Solid parapet or solid safety barrier	$d + d_1$	$d + 2d_1$
Open parapet and open safety barrier	$d + 0,6 \text{ m}$	$d + 1,2 \text{ m}$

Figura 2.2 - Altezza da impiegarsi per il calcolo di A_{ref} .

$$A_{ref,x} = (d + 600\text{mm}) \cdot L = 1,6\text{m} \cdot L$$

$C_x = c_e \cdot c_{f,x}$ è il fattore di carico del vento;

c_e è il coefficiente di esposizione calcolato come in precedenza;

$c_{f,x}$ è il coefficiente di forza, assunto pari ad 1,3 così come suggerito dalle EN 1991-1-4:2005

2.3.4. Forza del vento in direzione longitudinale Y

La forza dovuta al vento in direzione y (azione longitudinale) è assunta pari al 25% della forza agente in direzione x così come suggerito dalle EN 1991-1-4:2005.

$$F_{w,y} = 0,25 \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot C_x \cdot A_{ref,x}$$

2.3.5. Forza del vento in direzione verticale Z

Riportiamo di seguito quanto dicono a riguardo le EN 1991-1-4:2005:

(1) Force coefficients $c_{f,z}$ should be defined for wind action on the bridge decks in the z-direction, both upwards and downwards (lift force coefficients). $c_{f,z}$ should not be used to calculate vertical vibrations of the bridge deck.

NOTE 1 The National Annex may give values for $c_{f,z}$. In the absence of wind tunnel tests the recommended value may be taken equal to $\pm 0,9$. This value takes globally into account the influence of a possible transverse slope of the deck, of the slope of terrain and of fluctuations of the angle of the wind direction with the deck due to turbulence.

Il coefficiente $c_{f,z}$ deve essere assunto pari a $\pm 0,9$.

L'area di riferimento $A_{ref,z}$ è uguale all'area planare:

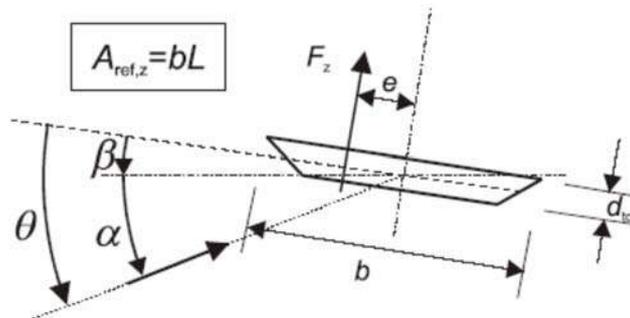
$$A_{ref,z} = b \cdot L$$

Il fattore di carico del vento vale:

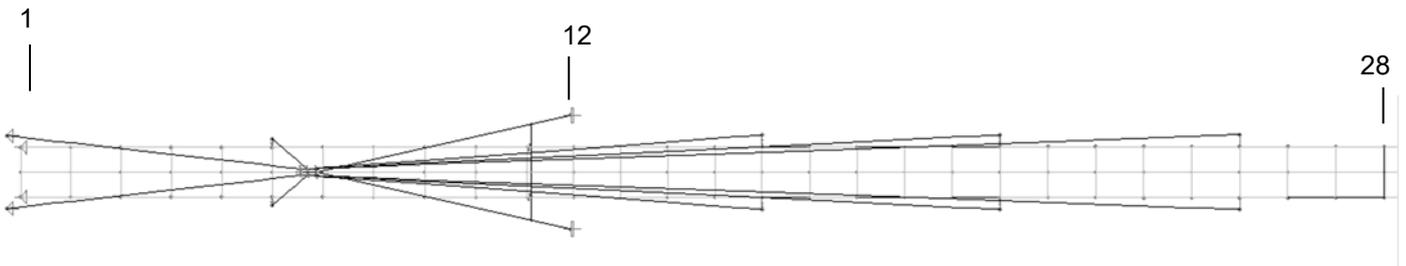
$$C_z = C_e \cdot C_{f,z} = C_e \cdot \pm 0,9$$

Si assume inoltre che tale forza agisca con un'eccentricità lungo x pari a $e=b/4$ rispetto all'asse di mezzeria del ponte:

$$e = \frac{b}{4} = \frac{4,6}{4} = 1,15m$$



In seguito a quanto sopra valutato, si riporta in forma tabellare l'azione del vento sull'impalcato nelle 3 direzioni coordinate:



picchetto	Zmedio	ce(z)	Aref,x	cfx	cfz	Aref,z	Fw,x	Fw,y	Fw,z
[n°]	[m]		[m^2]		[+/-]	[m^2]	[KN]	[KN/m]	[KN]
1	12,72	2,30	3,00	1,30	0,9	8,66	4,08	0,22	3,55
2	12,99	2,31	6,00	1,30	0,9	17,33	8,21	0,44	7,10
3	13,26	2,32	6,00	1,30	0,9	17,33	8,26	0,45	7,10
4	13,54	2,34	6,00	1,30	0,9	17,33	8,31	0,45	7,10
5	13,81	2,35	6,00	1,30	0,9	17,33	8,36	0,45	7,10
6	14,08	2,36	6,00	1,30	0,9	17,33	8,40	0,45	7,10
7	14,36	2,38	6,00	1,30	0,9	17,33	8,45	0,46	7,10
8	14,63	2,39	6,00	1,30	0,9	17,33	8,49	0,46	7,10
9	14,90	2,40	6,00	1,30	0,9	17,33	8,54	0,46	7,10

10	15,18	2,42	6,00	1,30	0,9	17,33	8,58	0,46	7,10
11	15,45	2,43	5,72	1,30	0,9	16,52	8,22	0,45	6,77
12	15,67	2,44	5,44	1,30	0,9	15,71	7,85	0,42	6,44
13	15,88	2,45	5,44	1,30	0,9	15,71	7,88	0,43	6,44
14	16,07	2,45	5,44	1,30	0,9	15,71	7,91	0,43	6,44
15	16,25	2,46	5,44	1,30	0,9	15,71	7,93	0,43	6,44
16	16,42	2,47	5,44	1,30	0,9	15,71	7,96	0,43	6,44
17	16,58	2,48	5,44	1,30	0,9	15,71	7,98	0,43	6,44
18	16,72	2,48	5,44	1,30	0,9	15,71	8,00	0,43	6,44
19	16,85	2,49	5,44	1,30	0,9	15,71	8,01	0,43	6,44
20	16,97	2,49	5,44	1,30	0,9	15,71	8,03	0,43	6,44
21	17,07	2,50	5,44	1,30	0,9	15,71	8,04	0,44	6,44
22	17,16	2,50	5,44	1,30	0,9	15,71	8,05	0,44	6,44
23	17,24	2,50	5,44	1,30	0,9	15,71	8,06	0,44	6,44
24	17,31	2,51	5,44	1,30	0,9	15,71	8,07	0,44	6,44
25	17,36	2,51	5,44	1,30	0,9	15,71	8,08	0,44	6,44
26	17,40	2,51	5,44	1,30	0,9	15,71	8,09	0,44	6,44
27	17,43	2,51	5,44	1,30	0,9	15,71	8,09	0,44	6,44
28	17,45	2,51	5,44	1,30	0,9	15,71	8,09	0,44	6,44

Tabella – Risultanti della pressione del vento sull'impalcato in direzione x,y e z.

2.3.6. Forza del vento sulle antenne

Per valutare l'entità del vento agente sulle antenne si è fatto riferimento alla Circolare C3.3.10.5; per torri e pali a traliccio a sezione rettangolare o quadrata e vento diretto normalmente ad una delle pareti, salvo più accurate valutazioni, i coefficienti di forma sono da valutare nel modo seguente:

$$C_p = \begin{cases} 2,4 & \text{per torri con elementi tubolari a sezione circolare} \\ 2,8 & \text{per torri aventi sezione diversa dalla circolare} \end{cases}$$

L'azione di insieme esercitata dal vento spirante normalmente ad una delle pareti va valutata con riferimento alla superficie della parte piena di una sola faccia. Per vento spirante secondo la bisettrice dell'angolo formato da due pareti, l'azione d'insieme è pari a 1,15 volte quella sopra definita.

Antenne	Z	ce(z)	cfx,y	lx	ly	Fp,x	Fp,y
	[m]			[m]	[m]	[KN/m]	[KN/m]
fino a	5,00	1,71	2,80	1,00	0,80	2,26	1,80
zmax	30,57	2,91	2,80	1,00	0,80	3,85	3,08

2.4. Carichi da traffico

La sezione delle *EN 1991-2* riguardante i ponti pedonali copre esplicitamente le azioni sulle passerelle pedonali e su quelle ciclabili, ed è particolarmente idonea per descrivere i carichi sui ponti accessibili ai pedoni. I modelli di carico ed i loro valori caratteristici includono i coefficienti di amplificazione dinamica e devono essere utilizzati per tutte le verifiche agli stati limite sia ultimi che di esercizio (escludendo gli stati limite di fatica).

2.4.1. Modelli di carico verticali

Per le passerelle pedonali possono essere individuati tre differenti modelli di carichi verticali:

1. Un carico uniformemente distribuito che rappresenta gli effetti statici di una folla densa;
2. Un carico concentrato che simula la presenza di un carico di manutenzione;
3. Uno o più veicoli standard, che si escludono mutuamente, per tener conto della presenza di veicoli per la manutenzione o di veicoli di emergenza.

1) *carico uniformemente distribuito*

L'effetto della folla sul ponte è rappresentato da un carico uniformemente distribuito. Quando sussiste il rischio di una folla molto densa si deve considerare anche per le passerelle pedonali il Modello di Carico 4 per i ponti stradali. Al contrario, quando l'applicazione del suddetto LM 4 non è richiesta, deve essere definito negli Annessi Nazionali un carico uniformemente distribuito q_{fk} , da applicare nelle zone sfavorevoli, trasversali e longitudinali, della superficie di influenza.

Generalmente il valore q_{fk} è assunto pari a **5.00 [kN/m²]** e opportunamente ridotto in funzione della lunghezza del ponte secondo la seguente relazione:

$$q_{fk} = 2,0 + \frac{120}{L + 30} \text{ kN/m}^2$$
$$q_{fk} \geq 2,5 \text{ kN/m}^2; q_{fk} \leq 5,0 \text{ kN/m}^2$$

where :
 L is the loaded length in [m].

Nel caso specifico, in relazione allo scopo del progetto ed a favore di sicurezza, verrà considerato un carico uniforme di 5 KN/m^2 senza la suddetta riduzione.

2) *carico concentrato*

Per valutare gli effetti locali occorre considerare un carico concentrato Q_{fvk} di 10 KN , su una superficie quadrata di 10 cm di lato, che rappresenta carichi che insorgono in operazioni di

manutenzione. Quando sono presi in conto i veicoli di servizio, il carico Q_{fvk} può essere trascurato. Il carico Q_{fvk} non può essere combinato con alcun altro carico da traffico.



3) Veicolo di servizio

La presenza accidentale di un mezzo di servizio sul ponte deve essere trattata come un'azione eccezionale se l'accesso di tale veicolo non è impedito da mezzi di protezione fissi. Nel caso in questione sul ponte si prevede il passaggio accidentale, oltre che di possibili veicoli per la manutenzione, di mezzi di soccorso. L'azione eccezionale Q_A di questo veicolo è rappresentata da due assi con carichi di 80 kN e 40 kN.

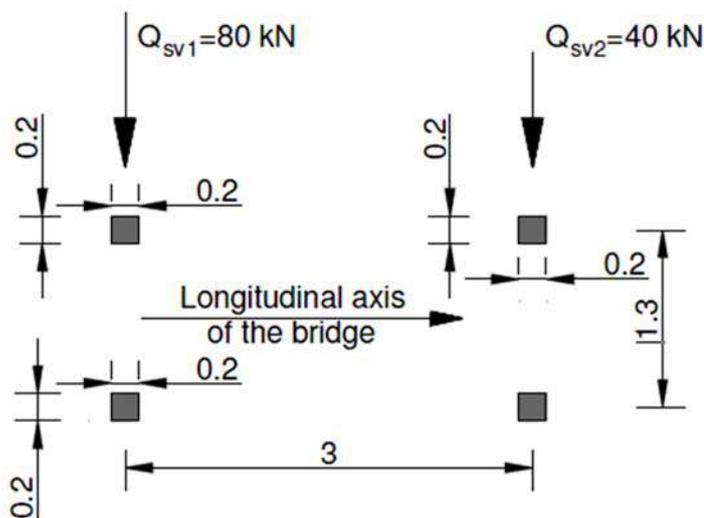


Figura 2.3 – Veicolo eccezionale sul ponte.

2.4.2. Forze orizzontali – Valori caratteristici

Per le passerelle pedonali occorre considerare una forza orizzontale Q_{flk} , agente nella direzione longitudinale del ponte al livello della pavimentazione finita, il cui valore caratteristico è pari al maggiore dei seguenti due valori:

- **10%** del carico totale corrispondente al carico uniformemente distribuito;

— **60%** del peso totale del veicolo di servizio, quando significativo.

Questa forza orizzontale, che normalmente è sufficiente per assicurare la stabilità longitudinale della passerella, è assunta agire simultaneamente con il corrispondente carico verticale, ma in nessun caso con il carico concentrato Q_{fvk} .

Carico su traverso	q _{fk,y}
	[KN/m]
Rampa	1,9
campata	1,7

2.5. Deformazioni impresse

2.5.1. Distorsioni e presollecitazioni di progetto (ε_1)

Le pretensioni degli stralli sono state inserite direttamente nel modello di calcolo per simulare fedelmente il comportamento del ponte. I valori di input di tali azioni sono stati ricavati seguendo il criterio di regolare a fine costruzione la tensione negli stralli in modo che l'impalcato si comporti sotto i carichi permanenti come una trave continua su appoggi fissi. A partire da questo criterio è stato implementato un modello semplificato del ponte come impalcato su appoggi fissi, simulanti la situazione limite in cui gli stralli rappresentino degli appoggi perfetti, ed imponendo che, sotto i carichi permanenti, la componente verticale dello sforzo nella generica fune T_i risultasse proprio uguale alla reazione R_i del generico appoggio della trave continua equivalente. I valori di pretensione degli stralli così ottenuti sono stati poi utilizzati come valori di input per un processo di ottimizzazione degli stessi mediante il programma di calcolo. Il procedimento sopra esposto ed i relativi risultati sono stati riportati nel paragrafo successivo relativo alla modellazione della struttura.

2.5.2. Ritiro e viscosità del calcestruzzo (ε_2)

Le tensioni conseguenti alla viscosità del calcestruzzo per azioni di lunga durata (carichi permanenti, distorsioni, cedimenti vincolari e ritiro) si valutano a fenomeno di scorrimento esaurito, ovvero per $t = \infty$. Il calcolo si esegue come in assenza di viscosità sostituendo però al modulo elastico istantaneo del calcestruzzo E_{cm} , supposto costante, il modulo elastico ideale per effetti a lungo termine E_c^* pari (§ 4.3.2.2.1 NTC2008):

$$E_c^* = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi_\infty} = \frac{E_{cm}}{2}$$

In particolare si farà riferimento al rapporto tra i moduli elastici dell'acciaio e del calcestruzzo n e n^* con:

$$n^* = \frac{E_a}{E_c^*} = 2 \frac{E_a}{E_{cm}} = 2 \cdot n$$

Le tensioni da ritiro del calcestruzzo si valuteranno invece con il metodo di Mörsh sempre a fenomeno esaurito $t = \infty$ e tenendo conto del concomitante effetto viscoso, sostituendo quindi al modulo elastico istantaneo E_{cm} il modulo elastico ideale E_c^* definito in precedenza. Il metodo di Mörsh considera le deformazioni da ritiro completamente impedito dalla trave metallica, di conseguenza avremo un sforzo normale di trazione nella soletta ed uno stato di presso flessione nella trave metallica dovuto all'eccentricità della soletta rispetto alla trave stessa. Lo sforzo normale agente sulla soletta può essere determinato tramite la relazione:

$$N_{rit} = \varepsilon_{cs,\infty} \cdot E_c^* \cdot A_c$$

dove:

A_c = area della soletta

E_c^* = modulo elastico del calcestruzzo valutato con gli effetti del ritiro.

$\varepsilon_{cs,\infty}$ = deformazione totale dovuta al ritiro a tempo infinito, data dalla somma della deformazione da ritiro per essiccamento a $t = \infty$ ($\varepsilon_{cd,\infty}$) con la deformazione per ritiro autogeno a $t = \infty$ ($\varepsilon_{ca,\infty}$).

$$\varepsilon_{cs,\infty} = \varepsilon_{cd,\infty} + \varepsilon_{ca,\infty}$$

Con:

$$\varepsilon_{cd,\infty} = k_h \cdot \varepsilon_{c0} = 0,825 \cdot (-0,000264) = -0,000218$$

Tabella 11.2.Va – Valori di ε_{c0}

f_{ck}	Deformazione da ritiro per essiccamento (in ‰)					
	Umidità Relativa (in %)					
	20	40	60	80	90	100
20	-0,62	-0,58	-0,49	-0,30	-0,17	+0,00
40	-0,48	-0,46	-0,38	-0,24	-0,13	+0,00
60	-0,38	-0,36	-0,30	-0,19	-0,10	+0,00
80	-0,30	-0,28	-0,24	-0,15	-0,07	+0,00

Tabella 11.2.Vb – Valori di k_h

h_0 (mm)	k_h
100	1,0
200	0,85
300	0,75
≥ 500	0,70

Essendo:

$$u = 2 \cdot h_{soletta} + l_{soletta} = 3740 \text{ mm} \rightarrow \text{perimetro sezione in calcestruzzo esposta all'aria}$$

$$h_0 = \frac{2 \cdot A_c}{u} = 224,6 \text{ mm} \rightarrow \text{dimensione fittizia}$$

Come ammesso dalla norma, si sono interpolati i valori in tabella. ($f_{ck} = 32 \text{ Mpa}$)

$$\varepsilon_{ca,\infty} = -2,5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} = -0,000055$$

In definitiva si ottiene:

$$\varepsilon_{cs,\infty} = -0,000218 - 0,000055 = -0,000273$$

E:

$$N_{rit} = -0,000273 \cdot 16650 \cdot 42000 = -1910 \text{ KN}$$

La stessa risultante cambiata di segno si considera agente sulla trave composta dando luogo ad uno sforzo normale eccentrico di compressione. Pertanto le tensioni finali da ritiro si ottengono sovrapponendo gli effetti dello sforzo normale N_{rit} di trazione agente sulla soletta e quello $-N_{rit}$ di compressione agente sulla trave composta.

2.5.3. Variazioni termiche (ε_3)

Si fa riferimento all' *UNI ENV 1991-2-5- sezione 6*. Le azioni termiche si articolano in:

1. Variazione termica uniforme sull'intera struttura ;
2. Gradiente di temperatura sull'altezza dell'impalcato.

1) Componente di temperatura uniforme - Valori caratteristici

La componente di temperatura uniforme dipende dalla minima ($T_{e,min}$) e dalla massima ($T_{e,max}$) temperatura effettiva alla quale il ponte è sottoposto per un prescritto intervallo di tempo. Le temperature effettive massima e minima del ponte devono essere derivate dalle isoterme della minima (T_{min}) e massima (T_{max}) temperatura dell'aria all'ombra (Appendice A-mappa nazionale delle isoterme).

Per il sito in questione si ottiene:

$$T_{min} = -10^\circ\text{C}$$

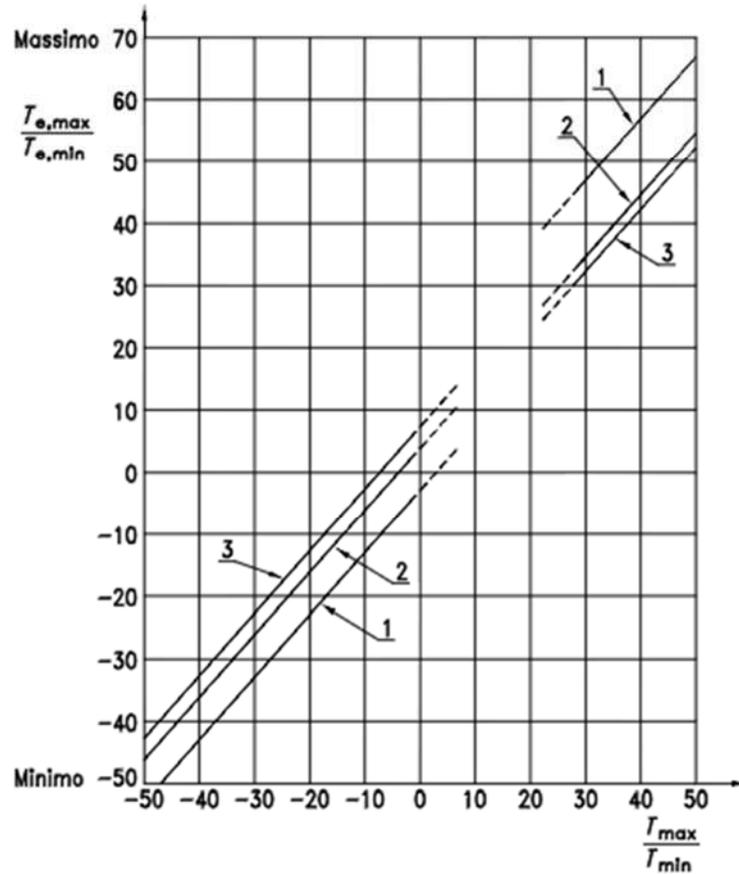
$$T_{max} = +40^\circ\text{C}$$

I valori caratteristici delle minime e delle massime temperature effettive sul ponte per un tempo di ritorno di 50 si derivano dalle suddette temperature facendo riferimento alla seguente figura:

Correlazione tra minima/massima temperatura dell'aria all'ombra (T_{min}/T_{max}) ed il minimo/massimo della temperatura effettiva del ponte ($T_{e,min}/T_{e,max}$)

Legenda

- 1 Gruppo 1
- 2 Gruppo 2
- 3 Gruppo 3



Essendo il ponte in questione riconducibile al Gruppo 2 (impalcati di ponti di calcestruzzo su profili di acciaio scatolari) si ottiene:

$$T_{e,min} = -15^{\circ}C$$

$$T_{e,max} = +45^{\circ}C$$

Il valore caratteristico dell'intervallo massimo della temperatura negativa effettiva del ponte si assume pari a:

$$\Delta T_{N,neg} = T_{e,min} - T_0 = -15^{\circ}C - 15^{\circ}C = -30^{\circ}C$$

Essendo T_0 la temperatura effettiva probabile (Appendice A).

Il valore caratteristico dell'intervallo massimo della temperatura positiva effettiva del ponte si assume pari a:

$$\Delta T_{N,pos} = T_{e,max} - T_0 = +45^{\circ}C - 15^{\circ}C = +30^{\circ}C$$

2) Componente lineare della temperatura - Valori caratteristici

Nel tempo di ritorno della passerella, il riscaldamento ed il raffreddamento della superficie superiore di un impalcato di un ponte implicherà una variazione di temperatura con un massimo positivo (alla superficie superiore riscaldata) ed un massimo negativo (alla superficie inferiore riscaldata).

Questi effetti vengono rappresentati da differenze di temperature lineari positive e negative per la componente verticale così come indicato di seguito (gruppo 2):

$$\Delta T_{M,pos} = 15^{\circ}C$$

$$\Delta T_{M,neg} = -18^{\circ}C$$

La presenza simultanea delle componenti di temperatura uniforme e lineare rende necessario prendere in considerazione sia la differenza di temperatura ΔT_M che la componente uniforme della temperatura ΔT_N . Ipotizzando condizioni di simultaneità si devono utilizzare le seguenti espressioni:

$$\Delta T_M + \omega_N \Delta T_N$$

$$\omega_M \Delta T_M + \Delta T_N$$

ove si deve scegliere la condizione peggiore di carico e dove:

$$\omega_N = 0,35 ; \omega_M = 0,75$$

2.6. Azioni dovute al sisma

2.6.1. Generalità

L'azione sismica di progetto dipende dalla vita utile della costruzione, dalla pericolosità sismica di base del territorio nel quale verrà realizzato l'edificio e dalle caratteristiche locali del suolo. Il DM 14/01/2008, qualora si scelga di descrivere l'azione sismica mediante spettri di risposta elastici, definisce la pericolosità sismica di base, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} nel periodo V_R^1 , in ragione delle accelerazioni orizzontali massime attese a_g e di altri due parametri che consentono di definire lo spettro di risposta elastico relativo ad un sito di riferimento rigido e superficie topografica orizzontale (suolo di categoria A). Le specificità locali del sito interessato dalla costruzione vengono invece portate in conto mediante ulteriori parametri capaci di modificare il precedente spettro.

2.6.2. Vita nominale e classe d'uso

Per poter determinare le azioni agenti sulla struttura portante è necessario definire, ai sensi dei paragrafi 2.4.1 e 2.4.2 delle NTC 08, la vita nominale e la classe d'uso che si prevede per il ponte. La vita nominale rappresenta il numero di anni convenzionali durante i quali, eseguendo una manutenzione ordinaria, l'opera conserva le caratteristiche strutturali e funzionali per le quali è stata costruita. La classe d'uso invece rappresenta una classificazione convenzionale attraverso la quale è possibile caratterizzare le diverse opere civili; tale classificazione è importante per poter differenziare le azioni sismiche agenti sulle strutture in funzione della loro importanza e pericolosità. La normativa definisce quattro classi d'uso in ordine crescente di importanza nei confronti delle azioni sismiche, mentre per la vita nominale V_N individua tre intervalli:

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale V_N (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva ¹	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

Nel caso specifico si prevedono i seguenti parametri progettuali:

- Vita nominale $V_N \geq 100$ anni;
- Classe d'uso III.

Una volta definiti questi due parametri è possibile determinare il periodo di riferimento per l'azione sismica:

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

Dove:

V_R = periodo di riferimento per determinare l'azione sismica di progetto, il quale deve essere comunque non inferiore a 35 anni;

C_U = coefficiente d'uso funzione a sua volta della classe d'uso.

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

Si ottiene pertanto il seguente periodo di riferimento(in anni):

$$V_R = V_N \cdot C_U = 100 \cdot 1,5 = 150$$

2.6.3. Pericolosità sismica di base

I parametri che consentono di definire la pericolosità sismica di base e quindi lo spettro di risposta elastico relativo ad un suolo di categoria A sono i seguenti:

- ag : accelerazione orizzontale massima del terreno;
- Fo : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- Tc : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Il DM 14/01/2008 fornisce, per ogni nodo del reticolo di riferimento, i suddetti tre parametri in funzione del periodo di ritorno T_R . Quest'ultimo è noto una volta fissata la probabilità di eccedenza P_{VR} nel periodo di riferimento V_R :

$$T_R = - \frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})}$$

Nei confronti delle azioni sismiche, gli stati limite, sia di esercizio che ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti. Le NTC 08 prevedono quattro stati limite:

- Stato Limite di Operatività (SLO)
- Stato Limite di Danno (SLD)
- Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV)
- Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC)

Si determinano quindi i periodi di ritorno T_R delle azioni sismiche corrispondenti allo stato limite ultimo di salvaguardia della vita ed allo stato limite di danno una volta fissati per questi le rispettive probabilità di eccedenza (rispettivamente 10% e 63%) nel periodo di riferimento V_R :

$$T_{R,SLV} = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR,SLU})} = 1425 \text{ anni}$$

$$T_{R,SLD} = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR,SLD})} = 151 \text{ anni}$$

Il DM 14/01/2008, sulla base delle coordinate geografiche del sito, fornisce i parametri a_g, F_0, T_c . Nel caso specifico tali parametri assumo i valori riportati in Tabella:

Stato limite	a_g	F_0	T_c
SLV	0,172 g	2,385	0,286
SLD	0,073 g	2,552	0,271

Tabella - Parametri per la definizione della pericolosità sismica di base

2.6.4. Specificità del sito

L'azione sismica di progetto dipende anche dagli effetti della risposta sismica locale. Tali effetti possono essere valutati mediante studi specifici oppure, in modo semplificato, secondo l'approccio previsto dal DM 14/01/2008. In tal caso occorre classificare il sito oggetto della costruzione sia in termini di sottosuolo sia in termini di superficie topografica. Ai fini del presente progetto, consultati i dati relativi alle indagini geotecniche effettuate in occasione dei lavori per il completamento dell'area ospedaliera di Cisanello, si ipotizza un sottosuolo di categoria **D**. Ad esso corrispondono i seguenti valori dei parametri S_s e C_c :

$$0,9 \leq S_s = 2,40 - 1,5 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,8; \quad S_s = 1,785$$

$$C_c = 1,25 \cdot (T_c)^{-0,50} = 2,337$$

Tali parametri modificano lo spettro di risposta su suolo di tipo A tenendo in debito conto l'amplificazione stratigrafica connessa alla particolare categoria di sottosuolo. Per ciò che riguarda la classificazione topografica si suppone invece una superficie di tipo **T1** cui corrisponde un coefficiente di amplificazione topografico $S_T=1$. In Tabella sono riassunti tanto i parametri relativi alla pericolosità sismica di base quanto quelli di amplificazione locali:

- Componenti orizzontali:

Stato Limite	a_g	F_0	T_c	S_s	C_c	S_T
SLV	0,172	2,385	0,286	1,785	2,337	1
SLD	0,073	2,552	0,271	1,800	2,400	1

2.6.5. Spettro di risposta elastico della componente orizzontale

Quale che sia la probabilità di eccedenza, lo spettro di risposta elastico è definito dalle seguenti espressioni:

$$S_e(T) = \begin{cases} a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] & 0 \leq T \leq T_B \\ a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o T_B \leq T < T_C & \\ a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) & T_C \leq T < T_D \\ a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right) & T \geq T_D \end{cases}$$

Dove T rappresenta il periodo di vibrare ed $S_e(T)$ l'accelerazione spettrale ad esso corrispondente. Il fattore η , con il quale è possibile alterare lo spettro di risposta per smorzamenti viscosi convenzionali ξ diversi dal 5% assume l'espressione:

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}}$$

Il coefficiente S ed i periodi T_C, T_B, T_D sono invece definiti sulla base dei parametri determinati precedentemente:

$$S = S_S \cdot S_T$$

$$T_C = C_C \cdot T_C$$

$$T_B = \frac{T_C}{3}$$

$$T_D = 4,0 \cdot \frac{a_g}{g} + 1,6$$

In Tabella sono riassunti i suddetti parametri

Stato Limite	S	T_B	T_C	T_D
SLV	1,785	0,223	0,669	2,287
SLD	1,8	0,217	0,651	1,891

2.6.6. Spettro di risposta elastico della componente verticale

Quale che sia la probabilità di eccedenza, lo spettro di risposta elastico è definito dalle seguenti espressioni:

$$S_{ve}(T) = \begin{cases} a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] & 0 \leq T \leq T_B \\ a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot T_B \leq T < T_C & \\ a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) & T_C \leq T < T_D \\ a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right) & T \geq T_D \end{cases}$$

Dove T rappresenta il periodo di vibrare ed $S_e(T)$ l'accelerazione spettrale verticale ad esso corrispondente e F_v è il fattore che quantifica l'accelerazione spettrale massima mediante la relazione:

$$F_v = 1,35 \cdot F_0 \cdot \left(\frac{a_g}{g} \right)^{0,5}$$

I valori di S ed i periodi T_C, T_B, T_D sono quelli riportati in tabella:

Categoria di sottosuolo	S_s	T_B	T_C	T_D
A, B, C, D, E	1,0	0,05 s	0,15 s	1,0 s

In Tabella sono riassunti i suddetti parametri:

- Componente verticale

:

Stato Limite	a_{gv}	S_s	S_T
SLV	0,096	1	1
SLD	0,026	1	1

Stato Limite	F_v	S	T_B	T_C	T_D
SLV	1,334	1	0,050	0,150	1,000
SLD	0,929	1	0,050	0,150	1,000

Una volta sostituiti nelle precedenti espressioni i valori indicati nelle Tabelle soprastante è possibile tracciare gli spettri di risposta elastici della componente orizzontale e verticale:

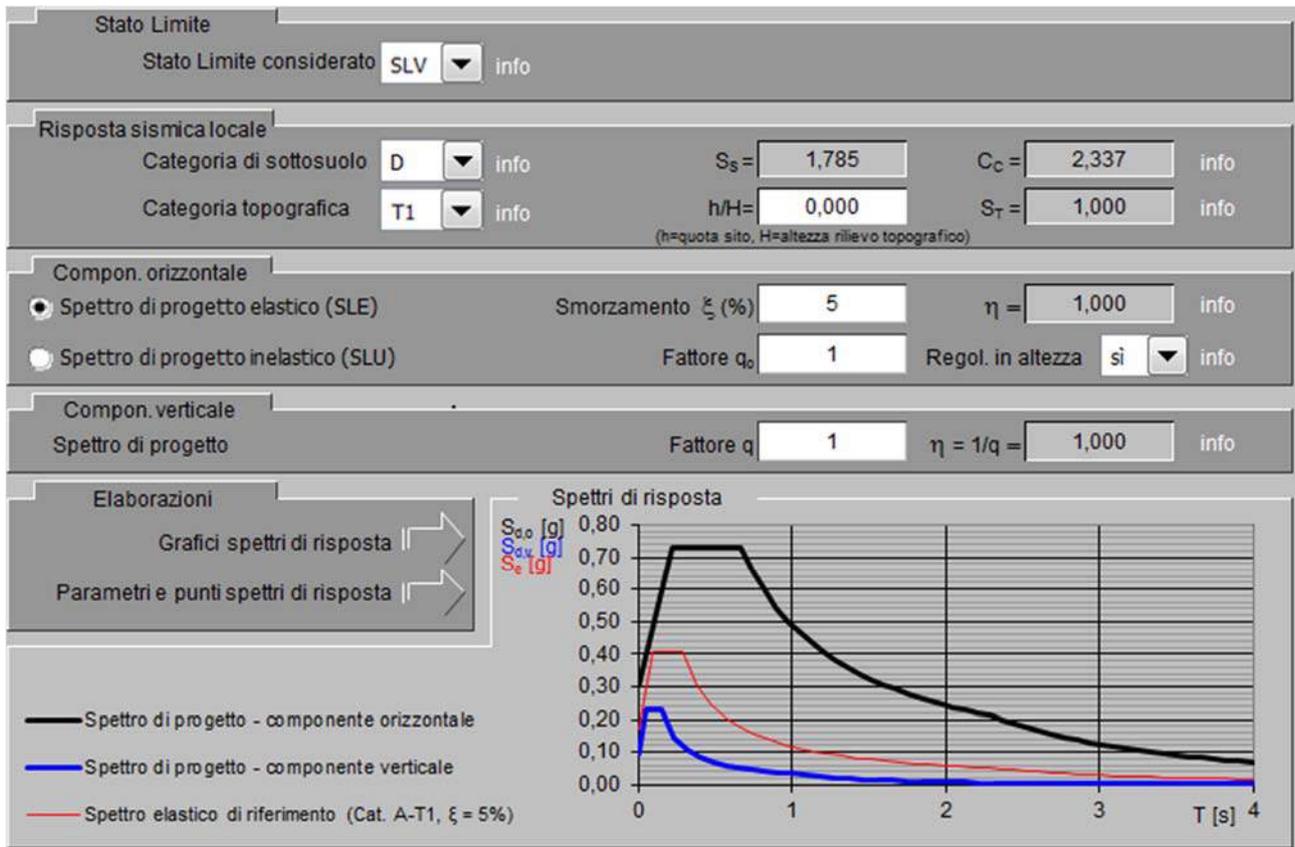


Tabella – Spettri di risposta (componenti orizzontali e verticali) per lo stato limite SLV.

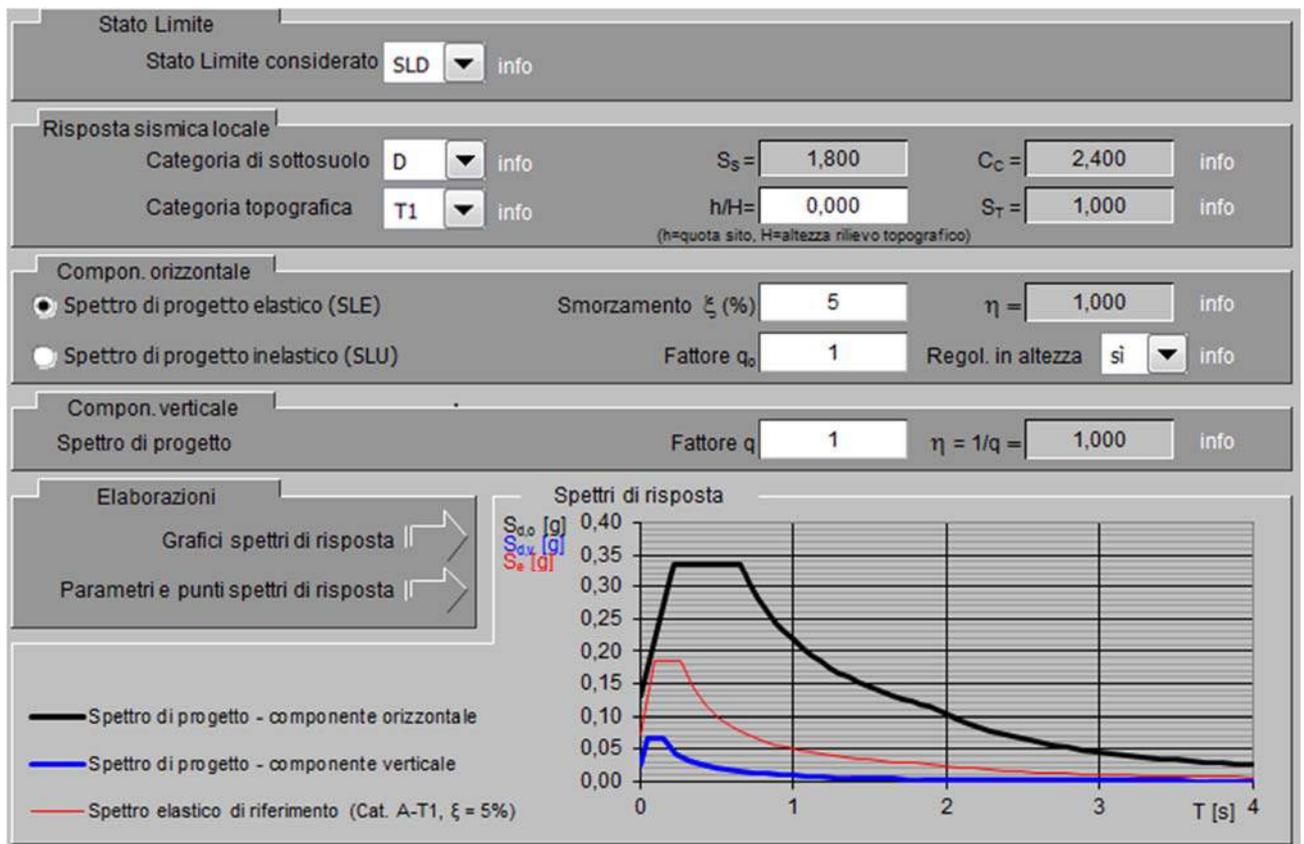


Tabella – Spettri di risposta (componenti orizzontali e verticali) per lo stato limite SLD.

2.6.7. Spettri di risposta di progetto

Per definire l'azione sismica da doversi utilizzare in sede progettuale, è necessario assegnare il cosiddetto *spettro di risposta di progetto* altrimenti detto anche spettro di risposta elasto-plastico per distinguerlo da quello elastico definito in precedenza. Lo spettro di progetto per lo stato limite ultimo si ottiene sostituendo a η l'inverso del fattore di struttura q così come riportato nel §3.2.3.5 delle Norme. Nel caso in esame, avendo assunto un fattore di struttura unitario ($q=1$), lo spettro di risposta elastico viene assunto anche come spettro di progetto.

2.7. Combinazioni di calcolo delle azioni

2.7.1. Stato Limite Ultimo

Le azioni sulla passerella devono essere cumulate in modo tale da risultare sfavorevoli ai fini delle singole verifiche. Le combinazioni di calcolo si sono ottenute combinando linearmente, mediante opportuni coefficienti parziali di sicurezza, le condizioni di carico definite nei paragrafi precedenti. Per le verifiche dello stato limite ultimo si è adottata la combinazione di calcolo *fondamentale* delle azioni

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3}$$

Con le combinazioni SLU sono state in seguito effettuate le verifiche di resistenza come previsto dalla Normativa. I coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU sono:

		Coefficiente	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Carichi permanenti non strutturali ¹	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Carichi variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Presollecitazioni di progetto	favorevoli	$\gamma_{\epsilon1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00	1,00	1,00
Ritiro e viscosità, variazioni termiche, cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{\epsilon2}, \gamma_{\epsilon3}, \gamma_{\epsilon4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

Tabella - Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico allo SLU..

In caso di sisma, inoltre, il DM 14/01/2008 richiede di combinare le azioni sismiche E con le altre nel seguente modo:

$$E + G_1 + G_2 + \Psi_{21} \cdot Q_{k1} + \Psi_{22} \cdot Q_{k2} + \Psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

La risposta della struttura sarà valutata mediante analisi dinamica lineare pertanto gli effetti dell'azione sismica (E_x , E_y , E_z) vanno combinati tra loro applicando la regola riportata al paragrafo 7.3.5 delle Norme Tecniche:

¹ Nel caso in cui i carichi permanenti portati siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

$$E = \begin{cases} \pm E_x \pm 0,3 \cdot E_y \pm 0,3 \cdot E_z \\ \pm 0,3 \cdot E_x \pm E_y \pm 0,3 \cdot E_z \\ \pm 0,3 \cdot E_x \pm 0,3 \cdot E_y \pm E_z \end{cases}$$

I carichi verticali e le forze orizzontali, relativi ai carichi da traffico sulle passerelle pedonali, devono essere combinate, quando sono significative, considerando i gruppi di carico definiti nel prospetto 5.1. delle EN 1991-2:2005 che abbiamo riportato in Tabella XZ. Si raccomanda che ciascuno di questi gruppi di carico, che sono mutuamente esclusivi, sia considerato come un'azione caratteristica per la combinazione con i carichi non derivanti dal traffico.

Tipo di carico		Forze verticali		Forze orizzontali
Sistema di carico		Carico uniformemente distribuito	Veicolo di servizio	
Gruppi di carico	Gruppo 1	q_{fk}	0	Q_{fk}
	Gruppo 2	0	Q_{serv}	Q_{fk}

Tabella - Definizione dei gruppi di carico (valori caratteristici).

Seguendo le linee guida della Norma (UNI EN 1990 - A2.2.3 "Eurocodice 0"), eccetto che per i ponti coperti, i carichi da traffico sulle passerelle pedonali non sono considerati simultaneamente con l'azione della neve. Inoltre l'azione del vento e la variazione termica non devono essere considerate in contemporanea. Infine il carico concentrato Q_{fwk} non può essere combinato con alcun carico variabile di qualsivoglia natura. Quando occorre considerare la combinazione dei carichi da traffico con le altre azioni, ogni gruppo di carico definito in Tabella xz deve essere considerato come una singola azione. Riportiamo quindi di seguito i valori adottati per i coefficienti di combinazione delle azioni variabili per ponti pedonali (UNI EN 1990 Prospetto A.2.2)

Azione	Simbolo	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
--------	---------	-------------	-------------	-------------

Carichi da traffico	Gruppo 1	0,40	0,40	0,00
	$Q_{f,wk}$	0,00	0,00	0,00
	Gruppo 2	0,00	0,00	0,00
Vento	$Q_{k,vento}$	0,30	0,20	0,00
Temperatura	$Q_{k,temperatura}$	0,60	0,60	0,50
Neve	$Q_{k,neve}$ (durante l'esecuzione)	0,80	-	0,00
Carichi da costruzione	$Q_{k,costruzione}$	1,00	-	0,00

Tabella - Coefficienti di combinazione per le azioni variabili dei ponti pedonali .

Si noti che l'azione della neve deve essere combinata unicamente durante le fasi di costruzione in quanto la presenza della stessa sui ponti ultimati è assunta incompatibile con il traffico pedonale. Nella Tabella 5.14 sono riportati i coefficienti moltiplicativi delle azioni per ottenere le combinazioni di progetto per le quali effettuare la verifica dello stato limite ultimo.

Numero combinazione	G ₁	G ₂	ε ₁	ε ₂		Q _{k,neve}	Q _{k,vento}	Q _{k,temp..}	Q _{k,traffico} (Gruppo 1)	Q _{f,wk}	Q _{k,traffico} (Gruppo 2)	E _x	E _y	E _z
				t=0	t=∞									
Acase1	1,35	1,35	1	0	1,2	0	0	0	1,35	0	0	0	0	0
Acase2	1,35	1,35	1	0	1,2	0	0,45	0	1,35	0	0	0	0	0
Acase3	1,35	1,35	1	0	1,2	0	0	0,72	1,35	0	0	0	0	0
Acase4	1,35	1,35	1	0	1,2	0	0	0	0	0	1,35	0	0	0
Acase5	1,35	1,35	1	0	1,2	0	0,45	0	0	0	1,35	0	0	0
Acase6	1,35	1,35	1	0	1,2	0	0	0,72	0	0	1,35	0	0	0
Acase7	1,35	1,35	1	0	1,2	0	0	0	0	1,35	0	0	0	0
Acase8	1,35	1,35	1	0	1,2	0	1,5	0	0	0	0	0	0	0
Acase9	1,35	1,35	1	0	1,2	0	1,5	0	0,54	0	0	0	0	0
Acase10	1,35	1,35	1	0	1,2	0	1,5	0	0	0	0,54	0	0	0
Acase11	1,35	1,35	1	0	1,2	1,5	0,45	0	0	0	0	0	0	0
Acase12	1,35	1,35	1	0	1,2	0	0	1,2	0,54	0	0	0	0	0
Acase13	1,35	1,35	1	0	1,2	0	0	1,2	0	0	0,54	0	0	0
Acase14	1	1	1	0	1,2	0	1,5	0	0	0	0	0	0	0
Acase15	1	1	1	0	1,2	0	0	0	0	0	0	1	0,3	0,3
Acase16	1	1	1	0	1,2	0	0	0	0	0	0	0,3	1	0,3
Acase17	1	1	1	0	1,2	0	0	0	0	0	0	0,3	0,3	1

Tabella - Matrice dei coefficienti moltiplicativi delle azioni per il controllo dello SLU.

Le combinazioni Acase15, Acase16 e Acase17 avranno ciascuna 8 “sotto-combinazioni” che tengano conto delle diverse direzioni dell'azione sismica come visto in precedenza. Analogamente le combinazioni in cui è presente l'azione del vento avranno determinate “sotto-combinazioni” in cui si tiene conto delle diverse direzioni del flusso. Si ricorda, inoltre, che il vento agente in direzione x e y è sempre assunto contemporaneo al vento in direzione z, ciò è dovuto al fatto che l'azione verticale è generata dal vento che spira orizzontalmente e avviluppa l'impalcato del ponte creando un'alternanza di pressione e depressione. Nella combinazione Acase14, statisticamente

possibile in condizioni di traffico assente e vento assunto come carico fondamentale, i pesi propri e i sovraccarichi permanenti sono stati combinati con coefficiente $\gamma_G = 1.00$, cosicché, il vento, in depressione in direzione z, possa massimizzare la possibilità di inversione di carico sugli elementi strutturali. Gli effetti del ritiro e della viscosità sono stati messi in conto esclusivamente nel modello rappresentativo della condizione in cui i fenomeni di scorrimento siano esauriti ($t=\infty$). Nell'analisi svolta si è infine fatto riferimento ad una combinazione di "involuppo" che ricerca tra tutte le combinazioni a Stato Limite Ultimo, i valori di massimo e minimo.

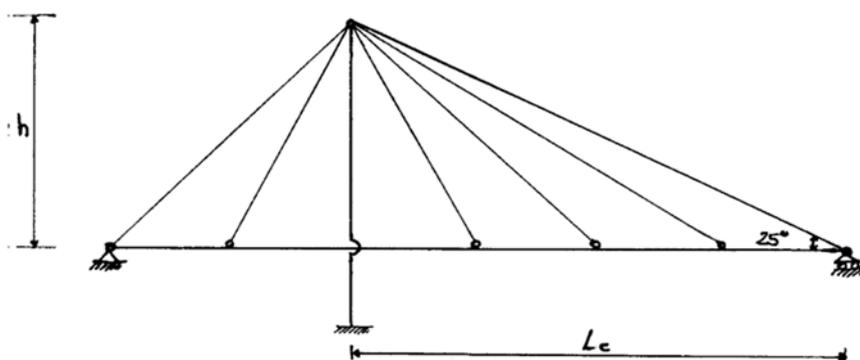
3. DISPOSIZIONE ELEMENTI E PRIMO DIMENSIONAMENTO

3.1. Antenne

L'altezza delle antenne può essere stabilita, nel caso di sistema a ventaglio o misto, con la seguente relazione:

$$h = L_c \cdot \tan 25^\circ$$

con L_c lunghezza della campata principale, nel caso di ponte asimmetrico o della semi campata principale nel caso di ponte simmetrico.



Nel nostro caso, essendo la campata centrale di 120 m, si ottiene:

$$h = L_c \cdot \tan 25^\circ = 60 \cdot \tan 25^\circ \cong 28 \text{ metri}$$

Da un esame critico dei numerosi ponti costruiti si possono trarre inoltre le seguenti conclusioni:

$$0,15 \leq \frac{h}{2 \cdot L_c} \leq 0,20$$

Ciò comporta un'inclinazione minima degli stralli della campata centrale di circa $15^\circ \div 20^\circ$. Mentre il rapporto tra luce centrale ($2L_c$) e luce di riva (L_r) per schemi simmetrici è:

$$2,0 \leq \frac{2 \cdot L_c}{L_r} \leq 3,5$$

Ciò porta ad inclinazioni massime degli stralli di ammarro di $40^\circ \div 45^\circ$. Nel nostro caso si ottiene:

$$18m \leq h \leq 24m$$

$$34m \leq L_r \leq 60m$$

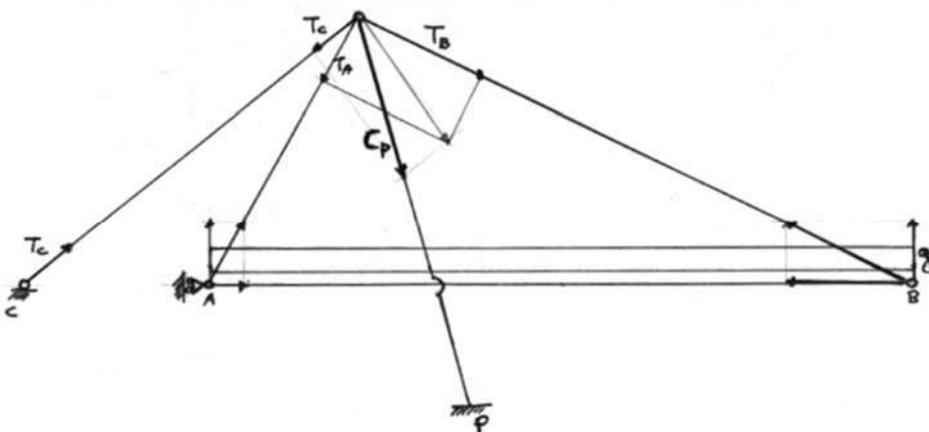
In definitiva si adottano due antenne con:

$h = 25m \rightarrow$ inclinazione minima degli stralli della campata centrale $\rightarrow \alpha = 21^\circ$

E due campate laterali di:

$L_r = 37,5m \rightarrow$ inclinazione massima degli stralli di ormeggio $\rightarrow \alpha = 41^\circ$

La sezione dell'antenna può essere stabilita considerando uno sforzo normale pari alla sommatoria delle componenti verticali degli sforzi negli stralli. Tale dimensionamento verrà effettuato dopo la scelta del sistema di sospensione dei cavi.



A seguito di tale scelta ed in base allo schema strutturale adottato, agli effetti provocati dai carichi nonché a fattori estetici, le antenne avranno una forma ad V rovescia.

3.2. Sistema di sostegno

Passo degli stralli:

In linea generale si può dire che i ponti strallati moderni tendono ad avere un numero elevato di stralli il cui interasse longitudinale è passato dai 30-50 m, nelle prime realizzazioni, a 6-15 m nei ponti più recenti. I vantaggi dell'utilizzo di una strallatura diffusa sono:

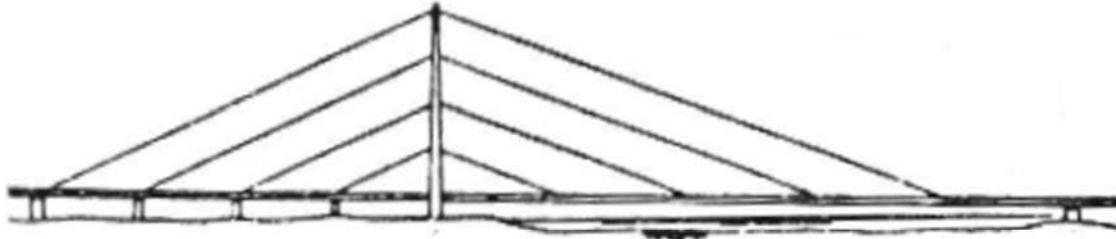
- il grande numero di supporti elastici che porta a moderate flessioni longitudinali dell'impalcato sia durante la costruzione che in esercizio, rendendo possibile l'utilizzo di semplici ed economici metodi di costruzione;
- cavi di diametro più piccolo rispetto a strutture con stralli concentrati, il che semplifica la loro installazione, il loro ancoraggio e soprattutto la loro sostituzione;
- la possibilità di poter utilizzare impalcati sottili con enormi vantaggi dal punto di vista della stabilità aerodinamica e degli effetti locali del carico tra due stralli contigui.

Nel nostro caso si è scelto un passo tra gli stralli di circa **17m** che ci ha permesso da un lato di non allontanarci troppo dai suddetti vantaggi e dall'altro di ottenere un risultato estetico gradevole.

Disposizione longitudinale degli stralli:

Gli schemi strutturali tipici dei ponti strallati possono suddividersi in due categorie fondamentali che si differenziano sostanzialmente soprattutto nei riguardi del comportamento statico, mentre la loro differenziazione formale è legata solo alla disposizione geometrica degli stralli, precisamente:

- schema con stralli ad arpa;
- schema con stralli a ventaglio.



Schema ad arpa



Schema a ventaglio

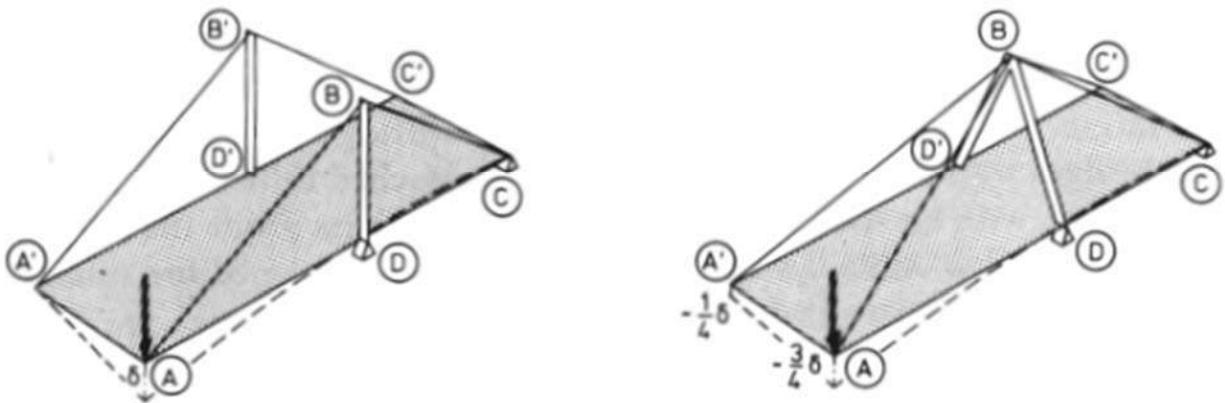
Lo schema a ventaglio è teoricamente più conveniente in quanto l'antenna è prevalentemente compressa. Inoltre tutti gli stralli sono rinviiati ad un univo punto che è collegato al suolo dal cavo di ormeggio e quindi può subire spostamenti limitati. Viceversa nello schema ad arpa gli stralli inferiori hanno un'efficacia ridotta in quanto i punti di attacco all'antenna subiscono spostamenti a causa della deformabilità delle travi di riva; ciò provoca inoltre azioni flessionali nell'antenna assenti nello schema a ventaglio. Lo schema ad arpa ha però il vantaggio di avere attacchi dei cavi alla travata tutti eguali, al contrario di quanto avviene nello schema a ventaglio. Per quest'ultimo poi si hanno problemi di spazio dovuti all'arrivo di tutti i cavi in un unico punto dell'antenna, ove nascono inoltre pericolose concentrazioni locali di sforzi. Per questi motivi nei ponti recenti si adotta la soluzione mista. Nel nostro caso si è adottata quest'ultima configurazione andando ad ancorare tutti gli stralli di riva al suolo, migliorando così le prestazioni degli stralli nella campata centrale e conferendo una grande rigidezza a tutta la struttura.

Disposizione trasversale degli stralli:

Gli stralli possono essere contenuti tutti in un unico piano verticale oppure in due piani distinti. Nel primo caso è necessario che la strada abbia uno spartitraffico di larghezza sufficiente per consentire margini di sicurezza adeguati tra veicoli e le funi. L'antenna può essere costituita da un unico pilone oppure da una Y rovescia. Trasversalmente l'impalcato si comporta come due mensole incastrate nel piano medio verticale che contiene gli stralli: questo per quanto riguarda i

carichi simmetrici poiché le eventuali dissimmetrie devono essere portate necessariamente per torsione dell'impalcato. Per questo motivo la disposizione degli stralli in un unico piano richiede necessariamente un impalcato a cassone. Nel caso invece di stralli su due piani il comportamento trasversale dell'impalcato è quello di una trave semplicemente appoggiata alle estremità. Le dissimmetrie dei carichi accidentali provoca reazioni diverse negli stralli e la sezione di impalcato può essere ancora a cassone ovvero può essere costituita da due travi di bordo, disposte il più possibile sotto gli stralli, collegate da travi trasversali. Il piano degli stralli può essere verticale o inclinato, in quest'ultimo caso si utilizzano piloni a forma di A, i quali:

- migliorano la rigidezza e la stabilità della struttura;
- riducono spostamenti dell'impalcato in quanto fa sì che i carichi eccentrici vengono assorbiti da tutti gli stralli
- migliorano la stabilità aerodinamica nel caso di impalcati molto lunghi.



L'uso di piani di sospensione inclinati può dar origine a problemi di spazio nella direzione trasversale che possono però essere risolti o incrementando la larghezza dell'impalcato o utilizzando sbalzi su cui installare gli ancoraggi. Nel nostro caso è stato scelto un sistema di sospensione su due piani inclinati adottando delle antenne a forma di V rovescia e traverse di appoggio per l'impalcato che risulta costituito da due correnti longitudinali a cassone collegati da travi trasversali.

Dimensionamento:

Uno schema statico semplificato molto utile per analizzare importanti aspetti del comportamento strutturale di un ponte strallato e per compiere un predimensionamento di alcuni dei suoi elementi è lo schema a bielle (pure cablesystem) ottenuto considerando l'impalcato interrotto da cerniere in corrispondenza dei punti di ancoraggio degli stralli. Tale semplificazione comporterà errori meno

sensibili quanto più il passo tra gli stralli sia piccolo e di conseguenza la rigidità della trave d'impalcato nel piano verticale sia modesta. Una valutazione sulla stabilità globale degli schemi a bielle risulta essere molto utile in quanto essa ci permette da un lato di decidere se l'analisi del ponte strallato può essere effettuata mediante un calcolo lineare o se sia necessario ricorrere alla teoria del secondo ordine, e dall'altro lato siamo in grado di stabilire se la rigidità dell'impalcato è per quel determinato ponte fondamentale oppure no. Tra i sistemi usati nei ponti strallati, quello a ventaglio è un tipico esempio di schema equilibrato del primo ordine. Procediamo dunque al dimensionamento del sistema di sostegno:

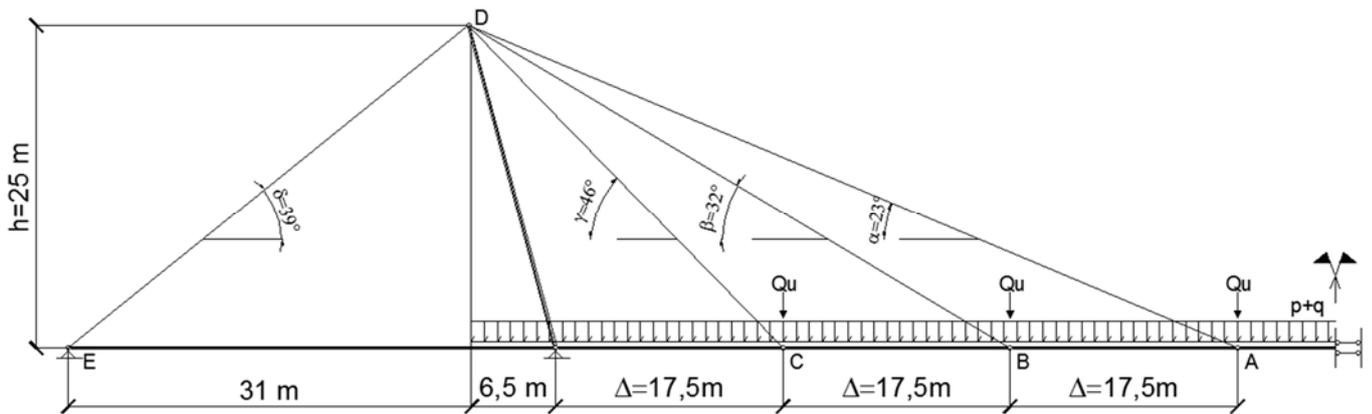


Figura 3.1- Schema a bielle.

Carichi permanenti:

$$A_{corrente} = 0,0565 \text{ m}^2 \quad \rightarrow P_{correnti} = 0,0565 \cdot 78,5 \cdot 2 \cong 9 \text{ KN/m}$$

$$A_{soletta} \cong 0,12 \cdot 3,8 = 0,456 \text{ m}^2 \quad \rightarrow P_{soletta} = 0,456 \cdot 25 \cong 11,5 \text{ KN/m}$$

$$\rightarrow P_{traversi/coll} = 25\% (P_{correnti} + P_{soletta}) \cong 5,2 \text{ KN/m}$$

$$\rightarrow P_{pavimentazione} = \frac{2 \text{ KN}}{\text{m}^2} \cdot 3,8 \text{ m} = 7,6 \text{ KN/m}$$

$$\rightarrow P_{parapetto} = 1 \text{ KN/m}$$

$$\rightarrow P_{tot.} = 34,3 \text{ KN/m}$$

Consideriamo in definitiva:

$$q = 40 \text{ KN/m}$$

Carichi accidentali:

$$q = 5 \text{ KN/m}^2$$

Il carico nodale vale dunque:

$$2 \cdot Q_u = \left(1,35 \cdot 40 \frac{\text{KN}}{\text{m}} + 1,5 \cdot 5 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \cdot 3,8\text{m} \right) \cdot 17,5\text{m} \cong 1500 \text{ KN}$$

Stralli di campata:

$$N_{AD} = \frac{Q_u}{\text{sen}\alpha} = \frac{750}{\text{sen}(23^\circ)} \cong 2000 \text{ KN}$$

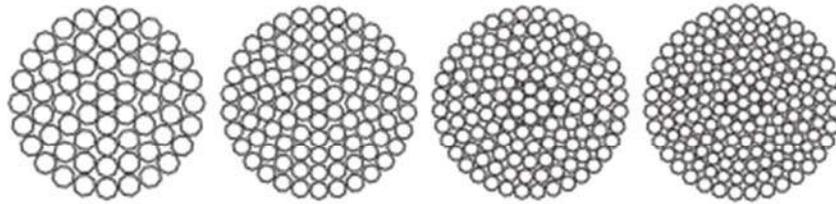
$$N_{BD} = \frac{Q_u}{\text{sen}\beta} = \frac{750}{\text{sen}(32^\circ)} \cong 1500 \text{ KN}$$

$$N_{CD} = \frac{Q_u}{\text{sen}\gamma} = \frac{750}{\text{sen}(46^\circ)} \cong 1150 \text{ KN}$$

Per uniformare il sistema di sostegno, in funzione dello strallo più sollecitato andiamo a dimensionare i cavi, considerando come riferimento il catalogo fornito dalla Redaelli per quello che concerne le funi spirroidali aperte:

$$N_{AD} = 2000 \text{ KN} \rightarrow \text{OSS52}$$

Funi spiroidali
Open spiral strands



Funi portanti e stabilizzanti per tensostrutture. Stralli per ponti ciclo-pedonali. Stralli per torri.

Carrying and stabilizing strands for tensostructures. Stays for pedestrian bridges. Guy ropes.

Product code	d (mm)	$F_{u,k}^{(1)}$ (kN)	$F_{R,d}^{(2)}$ (kN)	A (mm ²)	EA (MN)	Mass (kg/m)
OSS 8	8	60	36	39	6.5	0.3
OSS 12	12	135	82	88	14.6	0.7
OSS 16	16	240	145	157	25.9	1.3
OSS 20	20	380	230	245	40.4	2.0
OSS 24	24	545	330	353	58.2	2.9
OSS 28	28	745	452	480	79.3	4.0
OSS 32	32	970	588	628	104	5.2
OSS 36	36	1230	745	794	131	6.5
OSS 40	40	1520	921	981	162	8.1
OSS 44	44	1840	1115	1186	196	9.8
OSS 48	48	2190	1327	1412	233	11.6
OSS 52	52	2570	1558	1657	273	13.7
OSS 56	56	2980	1806	1922	317	15.8
OSS 60	60	3425	2076	2206	364	18.2
OSS 64	64	3815	2312	2477	404	20.4
OSS 68	68	4290	2600	2796	456	23.0
OSS 72	72	4795	2906	3135	511	25.8
OSS 76	76	5325	3227	3493	569	28.8
OSS 80	80	5885	3567	3870	631	31.9
OSS 84	84	6475	3924	4267	695	35.2
OSS 88	88	7090	4297	4683	763	38.6

d Diametro nominale
Nominal diameter

$F_{u,k}$ MBL (Forza di rottura minima)
(Minimum breaking load)

$F_{R,d}$ Forza resistente di progetto
Design load

A Sezione metallica
Metallic cross section

EA Rigidezza elastica
Elastic stiffness

Nota:
⁽¹⁾ $F_{u,k}$ MBL / γ_R
with $\gamma_R = 1$ (EC3 1-11)
⁽²⁾ $F_{R,d}$ (MBL / 1.5) / γ_R
with $\gamma_R = 1.1$

Stralli di ormeggio:

Per l'equilibrio alla traslazione in testa all'antenna (punto D) si ottiene:

$$N_{DE} \cdot \cos(\delta) \geq Q_u \cdot (\cotg(\alpha) + \cotg(\beta) + \cotg(\gamma)) =$$

$$N_{DE} \cdot \cos(\delta) \geq 750 \cdot (\cotg(23^\circ) + \cotg(32^\circ) + \cotg(46^\circ)) \cong 3700 \text{ KN}$$

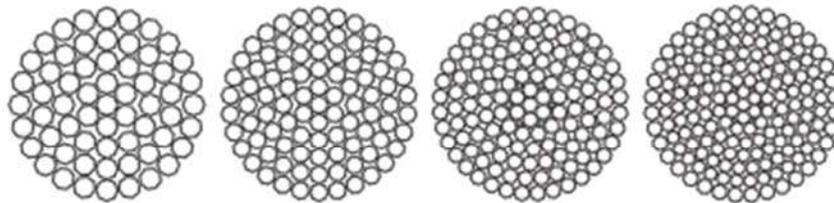
Di conseguenza:

$$N_{DE} = \frac{3700}{\cos(39)} = 4800 \text{ KN}$$

Dal catalogo fornito dalla Redaelli otteniamo:

$$N_{DE} = 4800 \text{ KN} \rightarrow \text{OSS76}$$

Funi spiroidali
Open spiral strands



Funi portanti e stabilizzanti per tensostrutture. Stralli per ponti ciclo-pedonali. Stralli per torri.

Carrying and stabilizing strands for tensostructures. Stays for pedestrian bridges. Guy ropes.

d Diametro nominale
Nominal diameter

$F_{u,k}$ MBL
(Forza di rottura minima)
(Minimum breaking load)

$F_{R,d}$ Forza resistente di progetto
Design load

A Sezione metallica
Metallic cross section

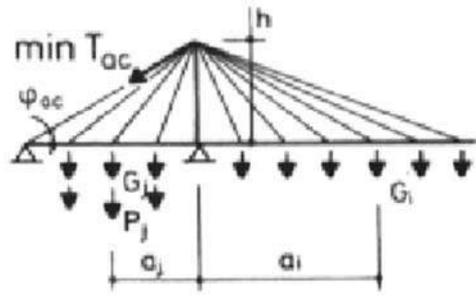
EA Rigidezza elastica
Elastic stiffness

Nota:
⁰¹ $F_{u,k}$ MBL / γ_R
with $\gamma_R = 1$ (EC3 1-11)
⁰² $F_{R,d}$ (MBL / 1.5) / γ_R
with $\gamma_R = 1.1$

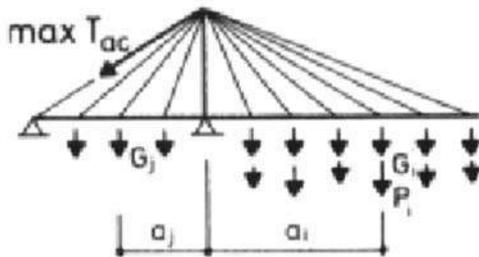
Product code	d (mm)	$F_{u,k}^{01}$ (kN)	$F_{R,d}^{02}$ (kN)	A (mm ²)	EA (MN)	Mass (kg/m)
OSS 8	8	60	36	39	6.5	0.3
OSS 12	12	135	82	88	14.6	0.7
OSS 16	16	240	145	157	25.9	1.3
OSS 20	20	380	230	245	40.4	2.0
OSS 24	24	545	330	353	58.2	2.9
OSS 28	28	745	452	480	79.3	4.0
OSS 32	32	970	588	628	104	5.2
OSS 36	36	1230	745	794	131	6.5
OSS 40	40	1520	921	981	162	8.1
OSS 44	44	1840	1115	1186	196	9.8
OSS 48	48	2190	1327	1412	233	11.6
OSS 52	52	2570	1558	1657	273	13.7
OSS 56	56	2980	1806	1922	317	15.8
OSS 60	60	3425	2076	2206	364	18.2
OSS 64	64	3815	2312	2477	404	20.4
OSS 68	68	4290	2600	2796	456	23.0
OSS 76	76	5325	3227	3493	569	28.8
OSS 80	80	5885	3567	3870	631	31.9
OSS 84	84	6475	3924	4267	695	35.2
OSS 88	88	7090	4297	4683	763	38.6

Come già detto, nel sistema a ventaglio il cavo d'ormeggio ha un ruolo dominante nell'ottenimento della stabilità dello schema a bielle. Per un utilizzo efficiente del cavo è ovviamente necessario che esso sia soggetto a trazione per ogni condizione di carico. La tensione minima dello strallo si ottiene per carichi mobili (folla) posizionati sulla sola campata laterale, mentre la massima tensione viceversa si ha quando i carichi accidentali gravano solo su quella centrale. Molti autori consigliano di mantenere il rapporto:

$$\frac{T_{min}}{T_{max}} \geq 0,25$$



$$\min T_{ac} = \frac{\sum_{i=1}^n G_i \cdot a_i - \sum_{j=1}^n (G_j + P_j) \cdot a_j}{h \cdot \cos \phi_{ac}}$$



$$\max T_{ac} = \frac{\sum_{i=1}^n (G_i + P_i) \cdot a_i - \sum_{j=1}^n G_j \cdot a_j}{h \cdot \cos \phi_{ac}}$$

Nel caso in esame si ottiene (modello di calcolo):

$$\frac{1150}{2000} = 0,57 \geq 0,25$$

Stralli rampa mobile:

L'inclinazione dei cavi deputati al sollevamento delle rampe laterali in caso di eventi di piena è $\theta = 64^\circ$. Supponiamo siano disposti proprio sul baricentro della rampa mobile, otteniamo:

$$2 \cdot N_{strallomobile} = \frac{P_{rampa}}{\sin \theta} = \frac{40 \text{ KN/m} \cdot 37,5 \text{ m}}{\sin(64^\circ)} \cong 1700 \text{ KN}$$

Di conseguenza:

$$N_{strallomobile} = \frac{1700}{2} = 850 \text{ KN}$$

Pertanto il dimensionamento degli stralli di campata può essere esteso anche ai cavi di sostegno delle rampe laterali.

$$N_{strallomobile} = 850 \text{ KN} \rightarrow \text{OSS52}$$

Martinetto idraulico:

Dimensioniamo due martinetti idraulici da 100 bar ciascuno. Supponiamo che:

$$p_{max} = 100 \text{ bar} = 100 \text{ Kg/cm}^2$$

Otteniamo che l'area minima del pistone dovrà risultare:

$$A_{min,pistone} = \frac{N_{strallomobile}}{p_{max}} \cong \frac{1000 \cdot 10^2 \text{ Kg}}{100 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}} = 1000 \text{ cm}^2$$

A cui corrisponde un diametro minimo:

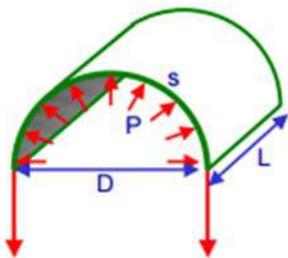
$$\phi_{min,pistone} = \sqrt{\frac{4 \cdot A_{min,p}}{\pi}} = \sqrt{\frac{4000}{\pi}} = 36 \text{ cm}$$

Per prudenza consideriamo:

$$\phi_{pistone} = 40 \text{ cm}$$

Nota la formula di Mariotte per i serbatoi cilindrici a parete sottile:

$$\sigma = \frac{p \cdot \phi}{2 \cdot s}$$



Imponendo una tensione limite pari a:

$$f_d = 2000 \text{ Kg/cm}^2$$

Otteniamo:

$$s \geq \frac{p_{max} \cdot \phi}{2 \cdot f_d} = \frac{100 \cdot 40}{2 \cdot 2000} = 1 \text{ cm}$$

Supponendo una rotazione della rampa di accesso di 10° , tale da garantire abbondantemente il rispetto del franco idraulico richiesto, si necessita di una corsa del pistone pari a :

$$\delta L \cong 4 \text{ m}$$

In definitiva si considera un martinetto con:

$$\varnothing_{\text{interno,pistone}} = 40 \text{ cm}$$

$$\varnothing_{\text{esterno,pistone}} = 50 \text{ cm}$$

$$L_{\text{pistone}} = 450 \text{ cm}$$

Cerniera rampa:

Consideriamo il peso al metro lineare:

$$q = 40 \text{ KN/m}$$

Ipotizzando una rotazione della rampa laterale di 15° , sufficiente a garantire il pieno soddisfacimento del vincolo idraulico, si ottiene:

$$\bar{q} = \frac{q}{\cos 15^\circ} = 42 \text{ KN/m}$$

Il peso della rampa risulta perciò:

$$P = \frac{\bar{q} \cdot L_{\text{rampa}}}{\cos 15^\circ} = 1680 \text{ KN} \rightarrow 2000 \text{ KN}$$

Imponendo una tensione limite pari a:

$$f_{up} = 400 \text{ N/mm}^2$$

Si ottiene:

$$A_{min} = \frac{P/2 \cdot \gamma_{M2}}{0,6 \cdot f_{up}} \cong 5500 \text{ mm}^2$$

E quindi:

$$\varnothing_{min} = \sqrt{\frac{4 \cdot A_{min}}{\pi}} \cong 85 \text{ mm} \rightarrow \text{poniamo } \varnothing_{perno} = 150 \text{ mm}$$

Sezione minima antenna:

Come detto in precedenza, una volta noti gli sforzi negli stralli, attraverso l'equilibrio alla traslazione verticale è possibile determinare la sezione resistente minima dell'antenna (si considera in modo approssimato un fattore di riduzione all'instabilità per carico di punta pari a 0,4).

$$N_{antenna} = \sum N_{i, stralli} \cdot \sin(\alpha_i) \cong 6200 \text{ KN}$$

$$A_{min} = \frac{N_{antenna}}{f_{yd} \cdot \chi} = \frac{6200 \cdot 10^3}{338 \cdot 0,4} \cong 46000 \text{ mm}^2$$

Valutazioni più approfondite sono state effettuate in termini di rigidezza anziché di resistenza attraverso l'analisi dinamica del ponte implementato il modello di calcolo.

3.3. Impalcato

L'impalcato come forma e dimensione dipende da vari fattori i quali vanno ad influenzare anche la scelta del materiale da utilizzare. Nel caso della passerella in esame la necessità di mantenere un'altezza di impalcato ridotta per conferire al ponte un profilo slanciato, ha portato all'utilizzo di elementi strutturali in acciaio. Per quanto è stato detto sul doppio sistema di sostegno e sul passo tra gli stralli, l'impalcato in oggetto sarà costituito da due correnti scatolari collegati tra loro mediante travi traverse. Il numero degli stralli influenza l'altezza dell'impalcato anche se tale altezza è limitata inferiormente dalla dimensione degli apparecchi di ancoraggio. In base a queste considerazioni, valutando lo schema semplificato di trave continua su appoggi fissi, si sono scelti dei correnti scatolari di forma rettangolare assumendo un'altezza di primo tentativo pari a:

$$h = \frac{L_{campata}}{200} = 60 \text{ cm}$$

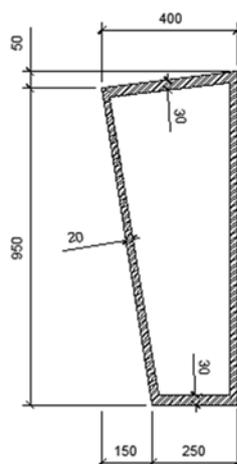
E larghezza:

$$b = 40 \text{ cm}$$

Collegati da traversi costituiti da profili laminati IPE360. Una volta immessi tali valori di input nel modello di calcolo è stato studiato sia il comportamento statico che quello dinamico facendo variare di volta in volta le sezioni resistenti in termini di forma e dimensione.

Esaminate le ripercussioni di tali cambiamenti sul comportamento della passerella, specie per quel che riguarda la necessità di conferire un'opportuna rigidezza più che resistenza, e considerando non in secondo piano le ragioni di ordine estetico, sono state assunte le seguenti sezioni.

CORRENTE



TRAVERSO IPE 360

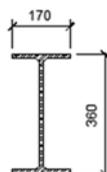


Figura 3.2- Sezione trasversale di corrente e traverso. (quote in millimetri)

Il massimo abbassamento per effetto del “carico folla”, le deformazioni dovute ai carichi permanenti vengono compensate dalle controfrecce imposte in fase di montaggio con il pretensionamento degli stralli, si verifica nella mezzeria della passerella ed è pari a circa 21cm, che corrispondono ad $(1/920)L$ con $L = 195$ m (sviluppo complessivo) e ad $(1/570)L$ con $L = 120$ m (luce netta): può quindi essere considerato un valore accettabile.

Deformed Shape (freccia folla)

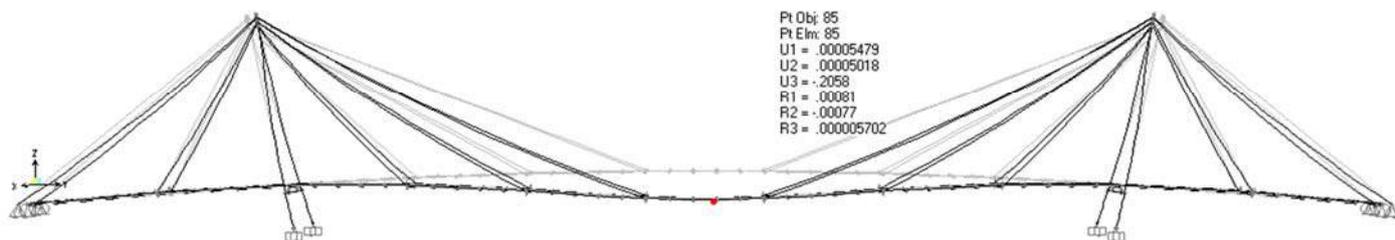


Figura 3.3- Freccia massima per la condizione di carico folla su campata centrale.

4. MODELLO DI CALCOLO

4.1. Cenni introduttivi

La corretta modellazione degli elementi strutturali è uno dei passaggi più importanti nell'iter progettuale in quanto da essa dipendono tutti i risultati che nelle fasi successive verranno utilizzati per le verifiche. La procedura di modellazione è un processo attraverso il quale si passa dalla struttura reale al modello numerico di calcolo con il quale si cerca di simulare la possibile risposta dell'opera sottoposta all'azioni esterne. Una modellazione classica comprende almeno la:

- modellazione degli elementi strutturali e dei vincoli interni ed esterni;
- modellazione dei legami costitutivi dei materiali;
- modellazione delle azioni.

4.2. Modellazione dei materiali

Per poter analizzare il comportamento meccanico dei materiali costituenti la struttura, è necessario assegnare la loro legge costitutiva, ovvero, il legame analitico che intercorre tra gli stati di sforzo e deformazione del materiale stesso. In letteratura esistono diverse leggi costitutive lineari e non a seconda del tipo di analisi che è necessario effettuare.

Le NTC 08 al Paragrafo 4.1.2.1.2.2 definiscono i diagrammi di calcolo tensione-deformazione del calcestruzzo riportati in Figura 4.1:

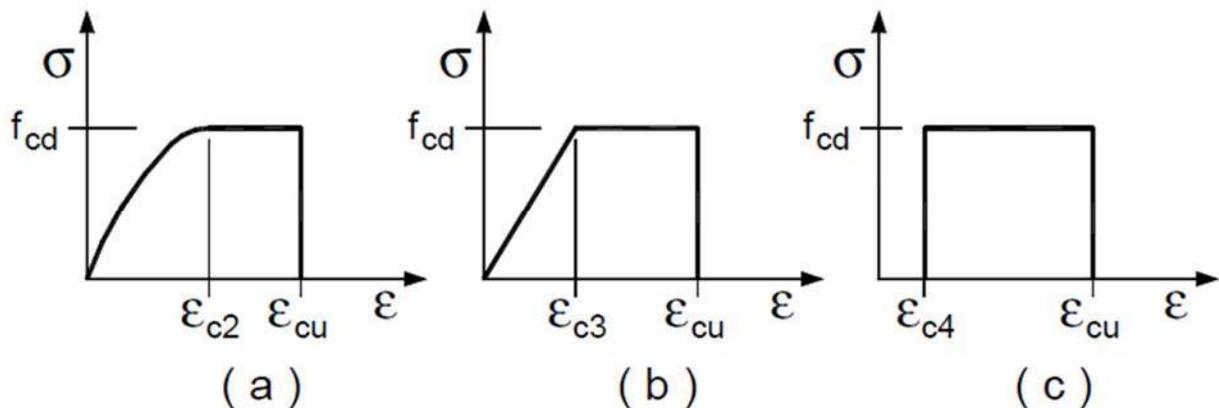


Figura 4.1- Legami costitutivi del calcestruzzo: a) parabola-rettangolo; b) triangolo-rettangolo; c) stress-block.

I valori limite delle deformazioni si possono determinare con le seguenti espressioni valide fino alla classe di resistenza C50/60:

$\varepsilon_{c2} = 0,20\%$
$\varepsilon_{cu} = 0,35\%$
$\varepsilon_{c3} = 0,175\%$

$$\varepsilon_{c4} = 0,07\%$$

Le NTC 08 al Paragrafo 4.1.2.1.2.3 definiscono i diagrammi di calcolo tensione-deformazione dell'acciaio riportati in Figura 4.2:

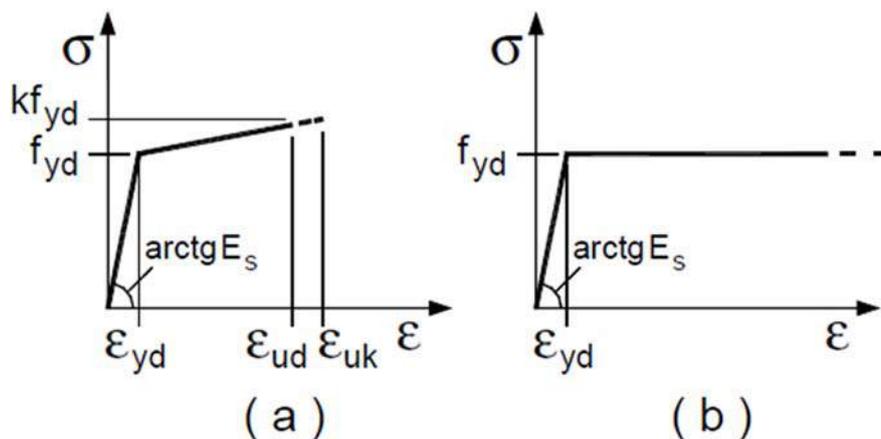


Figura 4.2- Legami costitutivi dell'acciaio: a) bilineare finito con incrudimento ; b) elastico perfettamente plastico indefinito dove: $\varepsilon_{ud} = 0,9\varepsilon_{uk}$ ($\varepsilon_{uk} = (A_{gt})_k$); $k = (f_t / f_y)_k$ rapporto di incrudimento.

I valori di $(A_{gt})_k$ e $(f_t / f_y)_k$ sono riportati al Paragrafo 11.3.2.1 delle NTC 08 (Tabella 6.1).

$(f_t / f_y)_k$	$1.15 \leq (f_t / f_y)_k \leq 1.35$
$(A_{gt})_k$	$\geq 7.5\%$

4.3. Modellazione delle azioni

Le azioni applicate alla struttura possono essere rappresentate numericamente mediante degli opportuni sistemi di forze equivalenti. In particolar modo:

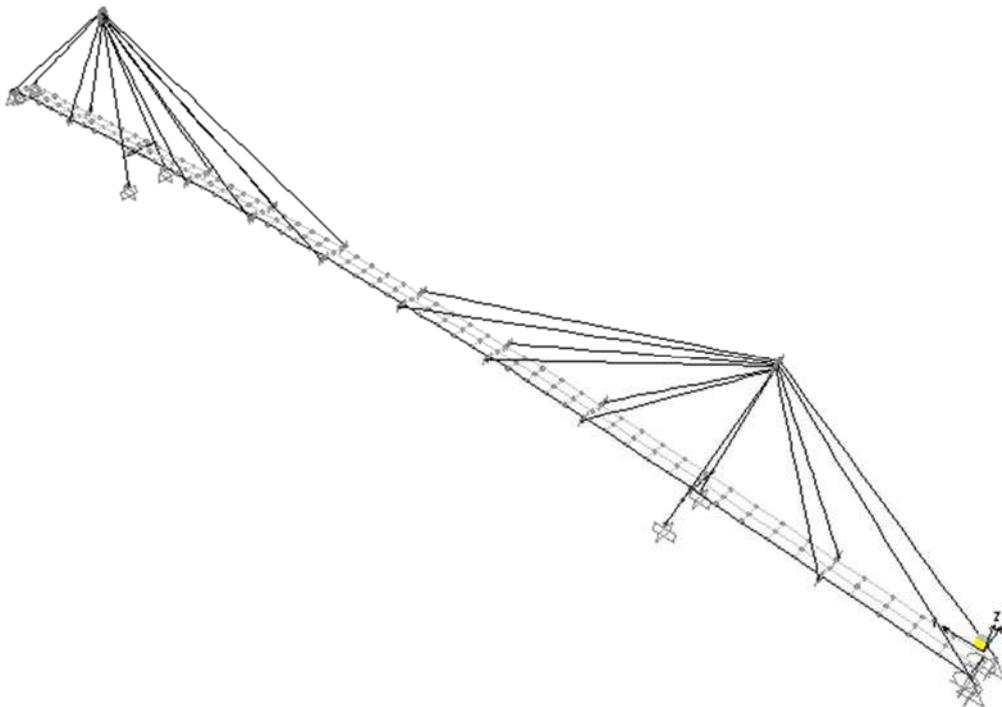
- i pesi propri degli elementi strutturali (G_1), i carichi permanenti (G_2), i carichi variabili ed il carico neve (Q_s) vengono modellati mediante un sistema di forze verticali;
- l'azione del vento (Q_v) viene modellata con un sistema di forze orizzontali applicate sulle superfici direttamente investite dal flusso eolico;
- i carichi da traffico ($Q_{k, traffico}$) vengono modellati con un sistema di forze verticali ed orizzontali applicati sulle superfici di impalcato in modo da massimizzare gli effetti;
- l'azione sismica (E) viene modellata con un sistema di forze orizzontali proporzionali alle masse e alle accelerazioni degli elementi strutturali e non.

4.4. Modellazione degli elementi strutturali e dei vincoli

Tutti gli elementi strutturali possono essere modellati numericamente con l'ausilio degli elementi finiti, ovvero delle entità matematiche a cui è possibile assegnare le caratteristiche geometriche e meccaniche degli elementi reali. In particolare:

- Correnti, traversi, antenne e relative traverse sono stati modellati come elementi monodimensionali tipo *beam* caratterizzati da funzioni di forma cubiche. Geometricamente ogni elemento viene rappresentato dalla propria linea d'asse ed è vincolato agli elementi adiacenti attraverso dei nodi collocati nei punti d'intersezione. La sezione trapezia del corrente è stata modellata attraverso il comando *section designer* così come gli irrigidimenti interni della sezione scatolare dell'antenna;
- la soletta d'impalcato è stata modellata come elemento *shell*;
- i cavi sono stati modellati come elementi *cable* non lineari e di rigidezza flessionale trascurabili poiché schematizzati come funi soggette al solo peso proprio;
- le spalle e gli attacchi tra strallo ed impalcato e strallo ed antenna sono stati modellati come *non linear link*, ovvero link completamente rigidi;
- La sezione di base delle antenne è stata ipotizzata perfettamente incastrata alla quota di imposta della pila di sostegno.

Si riporta nel seguito una figura del modello:



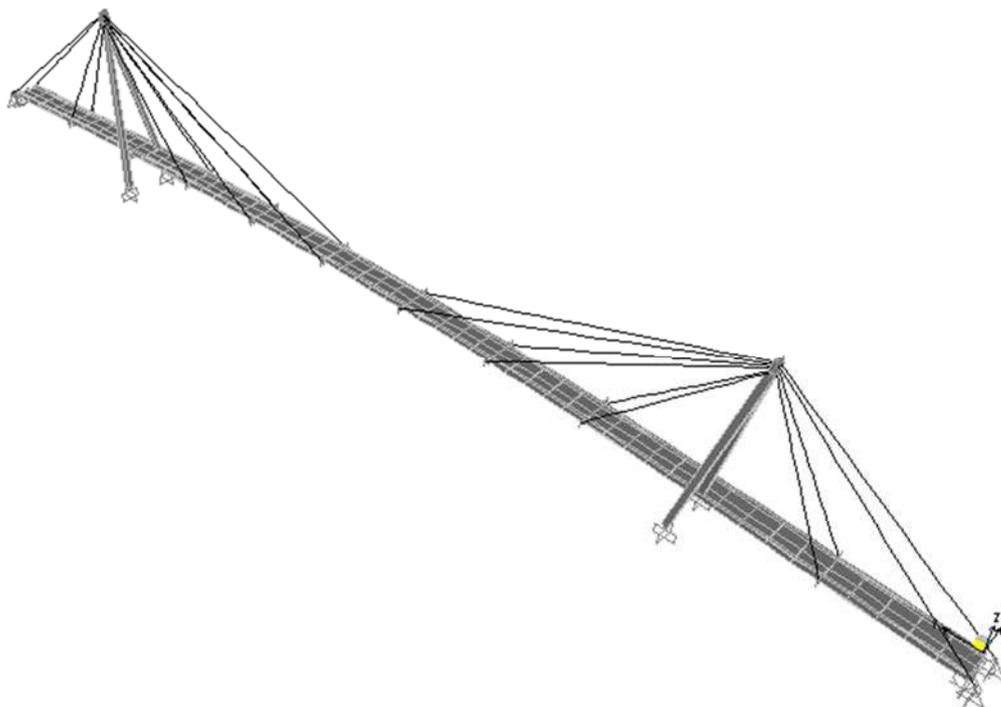


Figura 4.3- Modello matematico di calcolo.

E' stata condotta, utilizzando più gruppi di files in funzione dei cambiamenti dello schema statico della struttura (rampe laterali sollevate) o delle caratteristiche delle sezioni reagenti, un'analisi statica non lineare:

File.1 "solo acciaio"

File.2 "solo acciaio con soletta portata"

File.3 "sezione mista interamente reagente a $t=0$ "

File.4 "sezione mista interamente reagente a $t=\infty$ "

E' stata quindi condotta un analisi modale della struttura al fine di individuare i modi principali di vibrare della struttura e poter effettuare il calcolo degli effetti dell'azione sismica. Avendo studiato la dinamica del ponte per mezzo di un'analisi modale, si è trascurata la non linearità costitutiva degli stralli introducendo l'ipotesi che, data la ridotta rigidità assiale, anche se compressi, i cavi non contribuiscano significativamente ad una variazione dei modi propri e delle frequenze principali di vibrazione della passerella. Sono stati considerati tutti i modi con massa partecipante significativa superiore al 5% e comunque un numero di modi la cui massa partecipante sia superiore all'85%. La combinazione dei modi per il calcolo viene effettuata in conformità alle NTC2008 mediante la combinazione quadratica completa (CQC).

4.5. Modellazione degli stralli

Particolare attenzione va posta alla modellazione degli stralli in quanto elementi caratterizzanti questo tipo di struttura: si è scelto di utilizzare elementi non lineari poiché sono quelli che meglio rispecchiano il comportamento reale del cavo. Il programma di calcolo ha permesso di inserire direttamente la pretensione di ogni cavo al momento dell'inserimento nel modello:

Geometrica Cavo

File Edita

Parametri Oggetto Linea

Tipo Oggetto Linea: Cable

Tipo Cavo: Cable - Tension At I-End

Proprietà Sezione: Stralli-campata

	X	Y	Z
Inizio	-2.64	71.5	1.6285
Fine	-0.2057	30.9245	23.5601

Modello Cavo Usando Oggetti Frame Diritti

Parametri Cavo

Numero Segmenti Cavo: 1 Refresh

Peso Agg. per Unità di Lunghezza: 0.

Proiezione Carico Gravitazionale: 0.

Tensione all'Estremo I: 495.

Tensione All'Estremo J: 498,6523

Componente Tensione Orizzontale: 437,2314

	Deformata	Indeformata
Massima Insellatura Verticale	0,0894	-3,128E-13
Punto Basso Insellatura Verticale	0.	0.
Lungh.	46,1879	46,1365
Lungh. Relativa	1.	0,9989

Sistema di Coord.: GLOBAL

Unità: KN, m, C

Mesh Oggetto Linea

Mantieni come Oggetto Singolo

Spezza in Oggetti Multipli con Uguale Lunghezza

Spezza in Dgg Multipli con Uguale Lungh. Proiettata sulla Corda

Coordinate Punto Calcolate per Segmenti Lineari (Undeformed Cable Geometry)

Usa Geometria Indeformata per Oggetto Cavo Usa Geometria Deformata per Oggetto Cavo

Pt.	X	Y	Z	Sag	Distance	Rel. Dist.
0	-2,64	71,5	1,6285	0,	0,	0,
1	-2,4879	68,964	2,9992	0,	2,8867	0,0625
2	-2,3357	66,4281	4,3699	5,929E-09	5,7734	0,125
3	-2,1836	63,8921	5,7407	-1,363E-08	8,6602	0,1875
4	-2,0314	61,3561	7,1114	-2,814E-07	11,5469	0,25
5	-1,8793	58,8202	8,4821	-6,920E-07	14,4336	0,3125
6	-1,7271	56,2842	9,8529	-2,033E-06	17,3203	0,375
7	-1,575	53,7482	11,2236	1,334E-06	20,2071	0,4375
8	-1,4229	51,2122	12,5943	-1,233E-05	23,0938	0,5
9	-1,2707	48,6763	13,965	8,637E-06	25,9805	0,5625

Vista Piana

OK Annulla

Figura 4.4- Esempio di inserimento manuale della pretensione dell'elemento cable.

I valori di input di tali pretensioni sono stati ricavati seguendo il criterio di regolare a fine costruzione la tensione negli stralli in modo che l'impalcato si comporti sotto i carichi permanenti come una trave continua su appoggi fissi. A partire da questo criterio è stato implementato un modello semplificato del ponte come impalcato su appoggi fissi, simulanti la situazione limite in cui gli stralli rappresentino degli appoggi perfetti, ed imponendo che, sotto i carichi permanenti, la componente verticale dello sforzo nella generica fune T_i risultasse proprio uguale alla reazione R_i del generico appoggio della trave continua equivalente. Il tiro da attribuire allo strallo di ormeggio è stato poi dedotto dall'equilibrio delle forze in testa all'antenna.

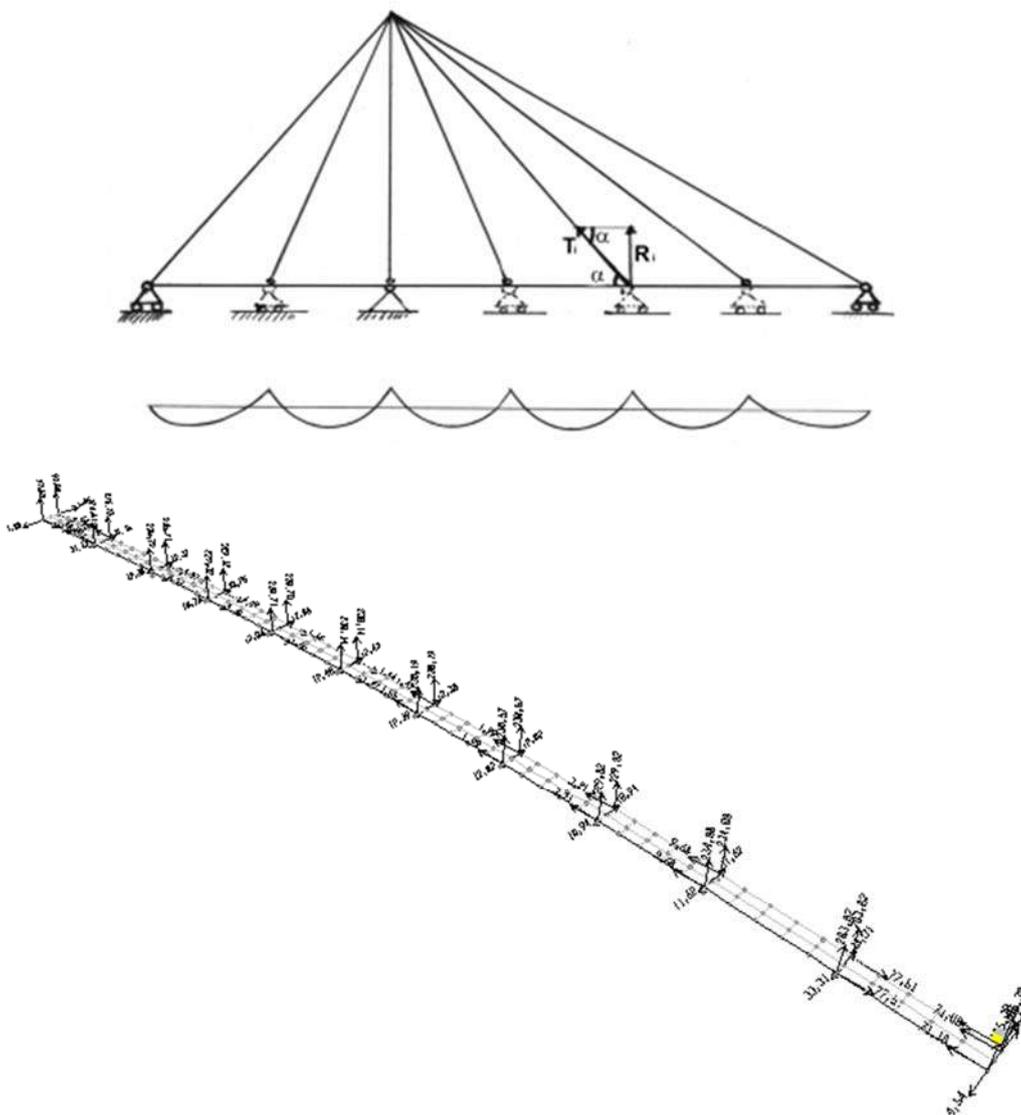


Figura 4.5- Modello per calcolo dei valori di tiro da assegnare agli stralli.

STRALLO	α_i	$\alpha_i[\text{rad}]$	$R_i[\text{KN}]$	$T_i[\text{KN}]$
ormeggio	41	0,715585	eq.	1100
rampa	65	1,134464	260	287
campata 1	44	0,767945	230	331
campata 2	29	0,506145	231	476
campata 3	21	0,366519	230	642

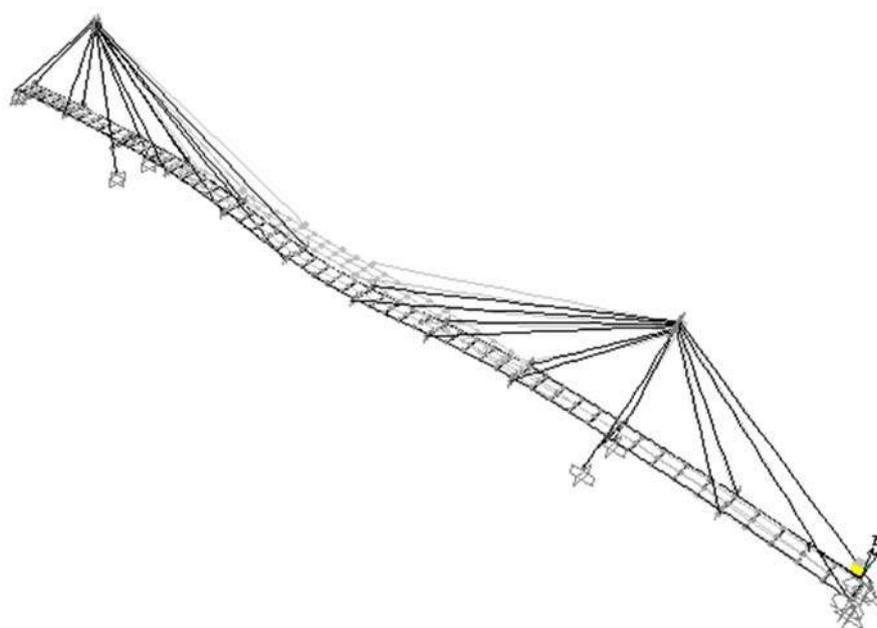
I valori di pretensione degli stralli così ottenuti sono stati poi utilizzati come valori di input per un processo di ottimizzazione degli stessi mediante il comando *target force* del programma di calcolo. I valori di tensione negli stralli a valle di tale procedura, per la condizione denominata “ponte scarico” sono i seguenti:

STRALLO	T_i [KN]
ormeggio	875
rampa	325
campata 1	294
campata 2	495
campata 3	680

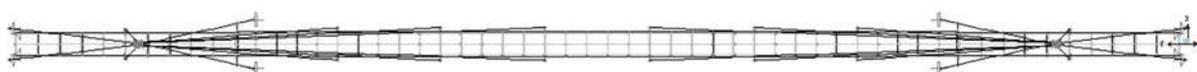
4.6. Sintesi dei risultati

Nelle figure seguenti sono riportati i principali modi di vibrare.

Deformed Shape (MODAL) - Mode 1 - Period 1,00001



Deformed Shape (MODAL) - Mode 1 - Period 0,98851



Deformed Shape (MODAL) - Mode 1 - Period 0,98851



Figura 4.6- Deformata del primo modo di vibrare.

Deformed Shape (MODAL) - Mode 2 - Period 0,87426

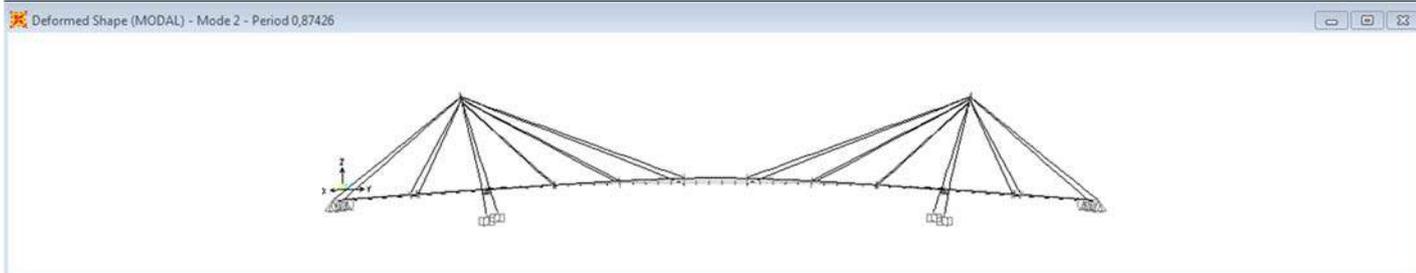
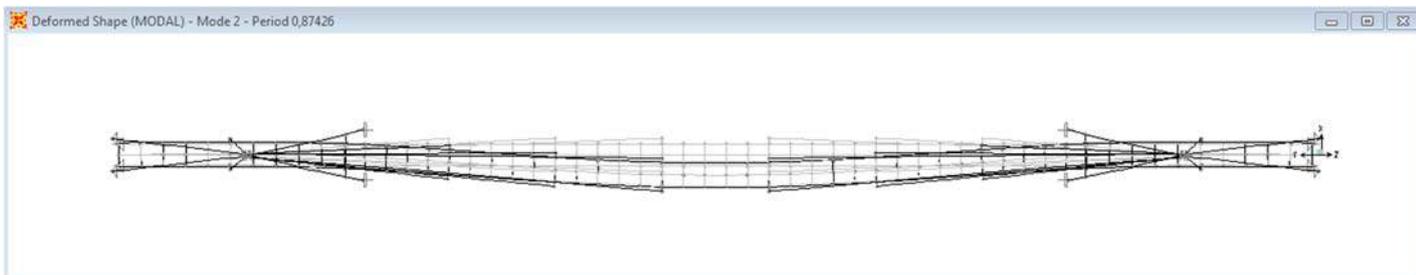
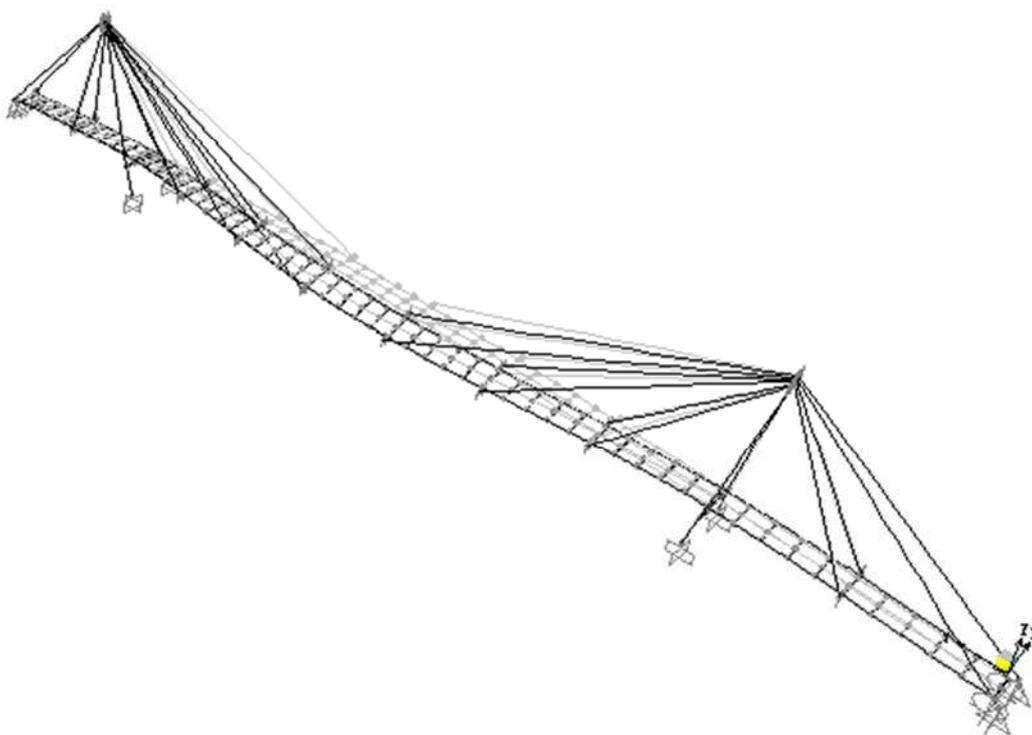


Figura 4.7- Deformata del secondo modo di vibrare.

Deformed Shape (MODAL) - Mode 3 - Period 0,67696

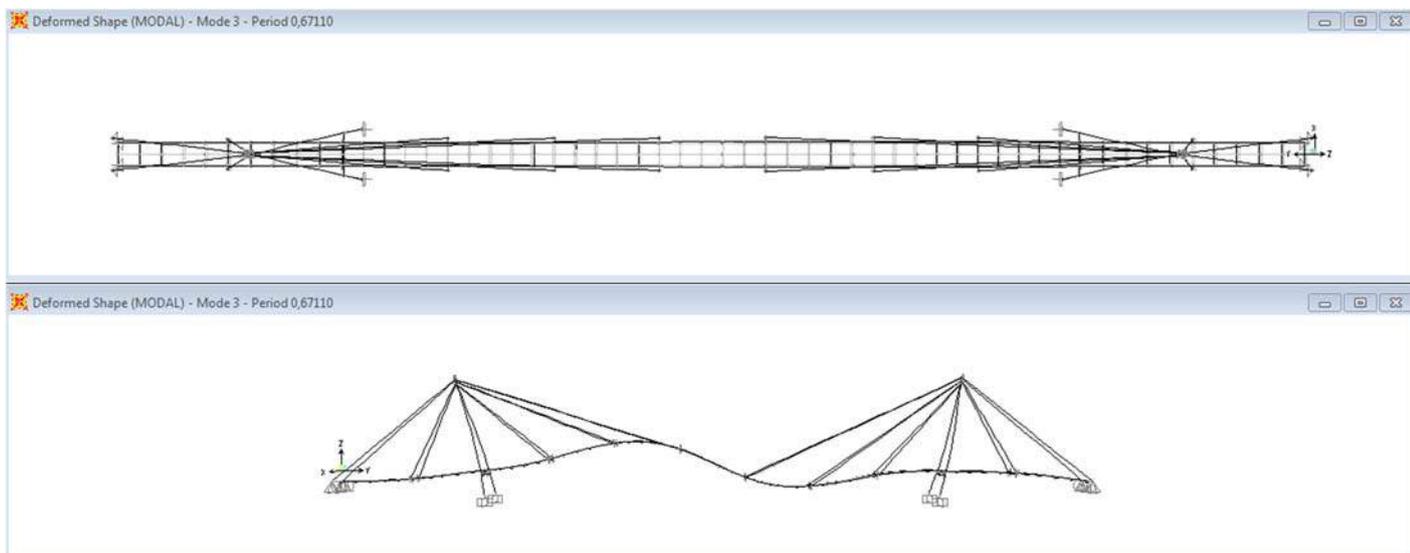
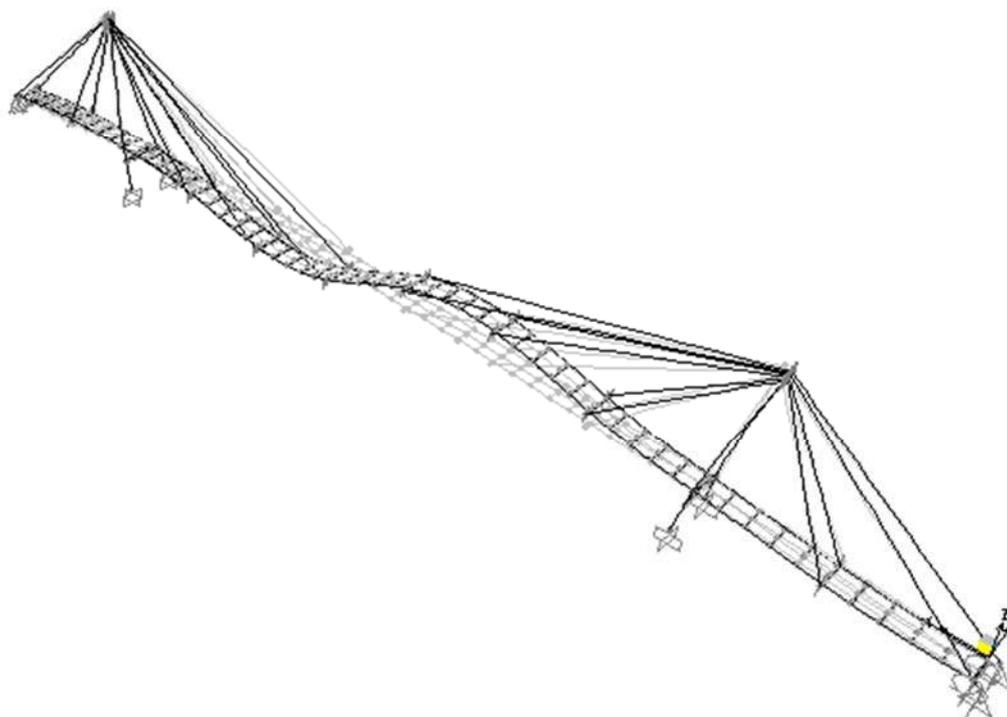


Figura 4.8- Deformata del terzo modo di vibrare.

Si riporta nel seguito l'output del programma di calcolo SAP2000 con i primi 12 modi di vibrare:

TABLE: Modal Participating Mass Ratios

OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	1,000011	0,00005292	1,027E-07	0,25925	0,00005292	1,027E-07	0,25925
MODAL	Mode	2	0,874258	0,3906	3,744E-11	0,0000685	0,39065	1,028E-07	0,25932
MODAL	Mode	3	0,676958	1,332E-10	0,00192	0,000001292	0,39065	0,00192	0,25932
MODAL	Mode	4	0,450066	1,191E-07	8,062E-08	0,04082	0,39065	0,00192	0,30014
MODAL	Mode	5	0,390452	0,00596	1,957E-10	0,00047	0,39661	0,00192	0,30061
MODAL	Mode	6	0,345459	5,215E-10	0,08146	0,00018	0,39661	0,08338	0,30079
MODAL	Mode	7	0,323706	1,418E-07	0,000003858	0,000000185	0,39661	0,08338	0,30079
MODAL	Mode	8	0,304978	1,291E-07	0,03521	0,1891	0,39661	0,11859	0,48989
MODAL	Mode	9	0,303104	1,677E-08	0,44233	0,02384	0,39661	0,56092	0,51373
MODAL	Mode	10	0,283156	8,188E-12	0,30931	0,00054	0,39661	0,87023	0,51428
MODAL	Mode	11	0,252472	1,148E-09	0,00003785	0,000005373	0,39661	0,87026	0,51428
MODAL	Mode	12	0,249786	0,000001835	0,00035	0,14686	0,39661	0,87061	0,66114

Si riportano ora i diagrammi involuppo a *SLU* e *SLV* dello sforzo normale e dei momenti flettenti.



Figura 4.9- Involuppo del momento flettente M_3 per le combinazioni *SLU*.

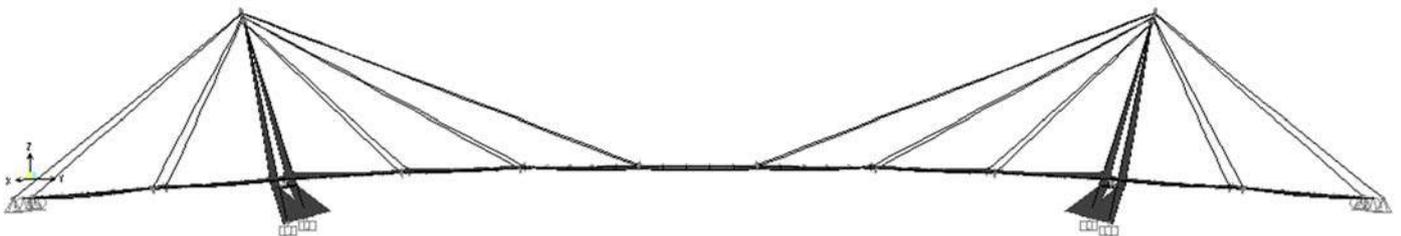


Figura 4.10- Involuppo del momento flettente M_3 per le combinazioni *SLV*.

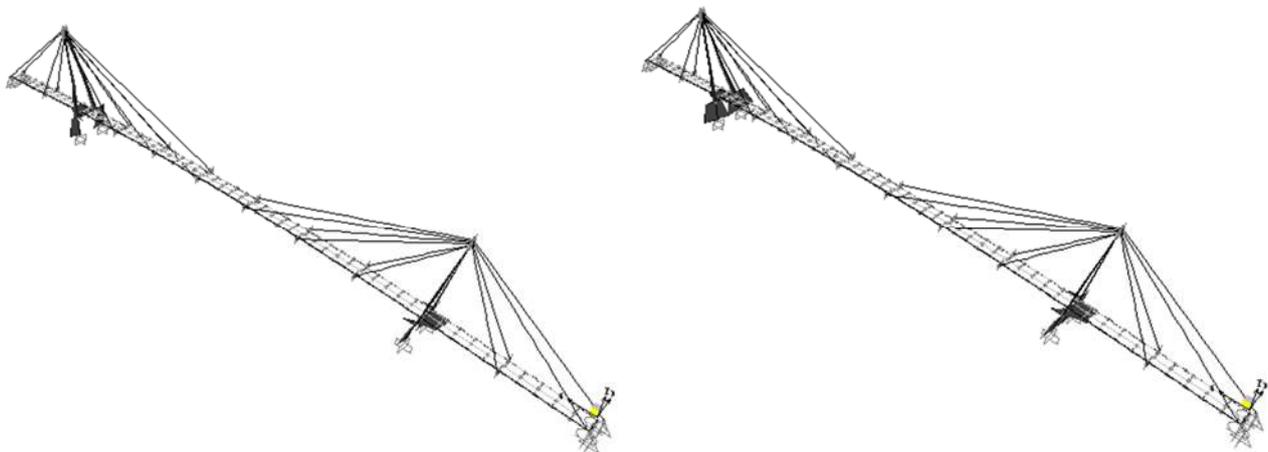


Figura 4.11- Involuppo del momento flettente M_2 per le combinazioni *SLU* (*sx*) e *SLV* (*dx*).



Figura 4.12- Inviluppo dello sforzo normale N per le combinazioni SLU.

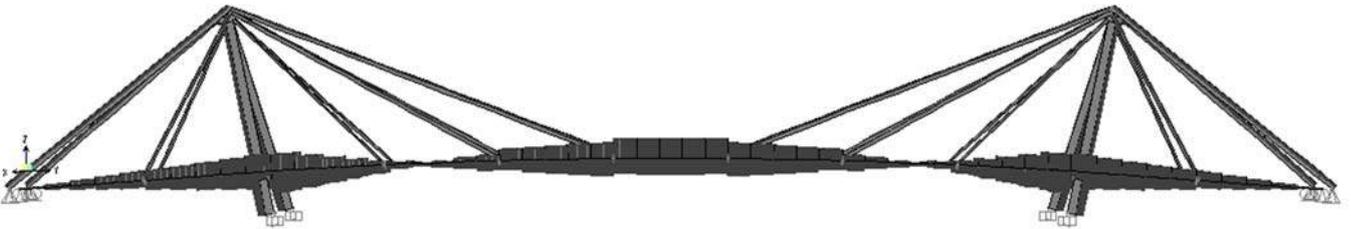


Figura 4.13- Inviluppo del momento flettente M per le combinazioni SLU.

4.7. Sintesi delle verifiche preliminari

Si riportano in forma tabellare le sintesi delle verifiche dei principali elementi strutturali, avendo indicato con s il rapporto:

$$s = \frac{S_d}{E_d}$$

Dove:

S_d è il valore di progetto dell'effetto delle azioni, valutato in base ai valori di progetto $F_{dj} = F_{kj} \cdot \gamma_{Fj}$ delle azioni;

E_d è la resistenza di progetto, valutata in base ai valori di progetto della resistenza dei materiali e ai valori nominali delle grandezze geometriche interessate.

Elemento	Verifica	s
Soletta	Taglio-fase I	0,10
	Flessione-fase I	0,98
	Taglio-fase II	0,46
	Flessione-fase II	0,59
Traversi	Taglio-fase I	0,06
	Flessione-fase I	0,15
	Taglio-fase II	0,13
	Flessione-fase II	0,19

Corrente longitudinale	Taglio	0,04
	Pressoflessione deviata	0,39
Antenna	Taglio	0,17
	Pressoflessione deviata	0,49
	Stabilità compressione	0,71
Traversa appoggio	Taglio	0,15
	Pressoflessione deviata	0,15
Pali- fond. spalle	Portata limite verticale	0,79
	Portata limite orizzontale	0,76
Pali- fond.antenne	Portata limite verticale	0,83
	Portata limite orizzontale	0,83



STUDIO DI FATTIBILITA' CON VERIFICA STATICA DI UNA PASSERELLA CICLOPEDONAL PER L'ATTRAVERSAMENTO DEL FIUME ARNO TRA RIGLIONE E CISANELLO

RESPONSABILE SCIENTIFICO

prof. ing. Mauro Sassu |

COLLABORATORI INTERNI (rilievi e grafici)

geom. Claudio Iozzia Maddaleno

geom. Roberto Rinaldi

COLLABORATORI ESTERNI

verifiche statiche: Dott. Ing. Marco Cinotti

elaborazioni grafiche: Ing. Davide Tofanelli

CONSULENTE PAESAGGISTICO

prof. ing. Massimo Dringoli

ALLEGATO AI CALCOLI PRELIMINARI

INDICE

PROGETTO PRELIMINARE - VERIFICHE

1.	SOLETTA DI IMPALCATO	3
1.1.	Generalità	3
1.2.	Analisi dei carichi	3
1.3.	Fase I: Costruzione.....	6
1.3.1.	Verifiche allo Stato Limite Ultimo	6
1.3.2.	Verifiche allo Stato Limite di Esercizio	11
1.4.	Fase II: Esercizio	11
1.4.1.	Verifiche allo Stato Limite Ultimo	12
1.4.2.	Verifiche allo Stato Limite di Esercizio	16
2.	TRAVERSI	17
2.1.	Fase I: Costruzione.....	18
2.1.1.	Verifiche allo Stato Limite Ultimo	19
2.1.2.	Verifiche allo Stato Limite di Esercizio	20
2.2.	Fase II: Soletta collaborante	21
2.2.1.	Verifiche allo Stato Limite Ultimo	21
2.2.2.	Verifiche allo Stato Limite di Esercizio	30
3.	CORRENTI LONGITUDINALI.....	32
4.	ANTENNE	35
4.1.	Traversa di appoggio	39
5.	COLLEGAMENTI	43
5.1.	Collegamento trasverso-trasverso	43
5.2.	Collegamento corrente-trasverso	48
5.3.	Collegamento strallo-impalcato	50
5.4.	Collegamento strallo-antenna	52
5.5.	Collegamento strallo di ormeggio	53

6.	FONDAZIONI SPALLE	55
6.1.	Calcolo e verifica dei pali	55
6.1.1.	Verifica portata limite verticale	58
6.1.2.	Verifica portata limite orizzontale	62
7.	FONDAZIONE ANTENNE	63
7.1.	Calcolo e verifica dei pali	63
7.1.1.	Verifica portata limite verticale	65
7.1.2.	Verifica portata limite orizzontale	69

1. SOLETTA DI IMPALCATO

1.1. Generalità

La soletta è di tipo composto acciaio-calcestruzzo ed è costituita da una lamiera grecata di acciaio che viene inizialmente usata come cassero capace di sopportare il getto di cls, l'eventuale armatura ed i carichi agenti in fase di costruzione; successivamente, in fase di esercizio, la lamiera grecata solidarizza strutturalmente con il cls indurito funzionando integralmente o parzialmente come armatura tesa inferiore del sistema composto. Il progetto strutturale della soletta consiste nella determinazione delle caratteristiche di sollecitazione (momento flettente e taglio) e nella verifica delle sezioni resistenti, ovvero nel calcolo di un'adeguata armatura di rinforzo. La normativa prevede il controllo dei seguenti stati limite:

- SLU per flessione;
- SLU per taglio;
- SLU per scorrimento;
- SLE per deformabilità.

1.2. Analisi dei carichi

Il calcolo verrà effettuato riportando sulla soletta e facendo riferimento ad opportune combinazioni di carico, i seguenti carichi superficiali:

- peso proprio degli elementi strutturali => G_1
- peso proprio degli elementi non strutturali (massetto e pavimentazione) => G_2
- carichi variabili da traffico => $Q_{k, traffico}$
- carichi in fase di costruzione (peso dei mezzi d'opera) => $Q_{k, costruzione}$

Per quanto riguarda i carichi da traffico consideriamo esclusivamente il carico folla q_{fk} in quanto più penalizzante del carico Q_{serv} indotto dal mezzo di soccorso. Così come richiesto dalla norma, sarà, inoltre, eseguita una verifica locale sotto il carico concentrato Q_{fwk} agente su una superficie quadrata di lato $0,10 m$. Al fine di studiare la sezione della soletta di impalcato, i carichi lineari vengono dedotti da quelli superficiali distribuiti su una fascia di $100 cm$ di larghezza.

	Carico superficiale [kN/m ²]	Carico lineare [kN/m]
G_1	2,40	2,40
G_2	0,85	0,85
q_{fk}	5,00	5,00
$Q_{k, costruzione}$	1,50	1,50

Tabella - Carichi gravanti sulla soletta.

Lo schema statico scelto per rappresentare la lamiera è quello di trave continua su appoggi intermedi con luci di 4 metri pari all'interasse tra i traversi, visto che la lamiera grecata è ordita parallelamente all'asse della passerella. Semplificando il modello, si è scelto di modellare la soletta come striscia di larghezza 1 metro su 10 appoggi fissi posti a distanza di 3,4 metri l'uno dall'altro. Il modello di lamiera grecata adottata è A55-P770-G6 HI-BOND (Metecno) di spessore 1,2 mm in acciaio S280GD avente una tensione di snervamento pari a $f_{yk} = 280 \text{ N/mm}^2$. Riportiamo in Figura le caratteristiche statiche della lamiera grecata adottata.

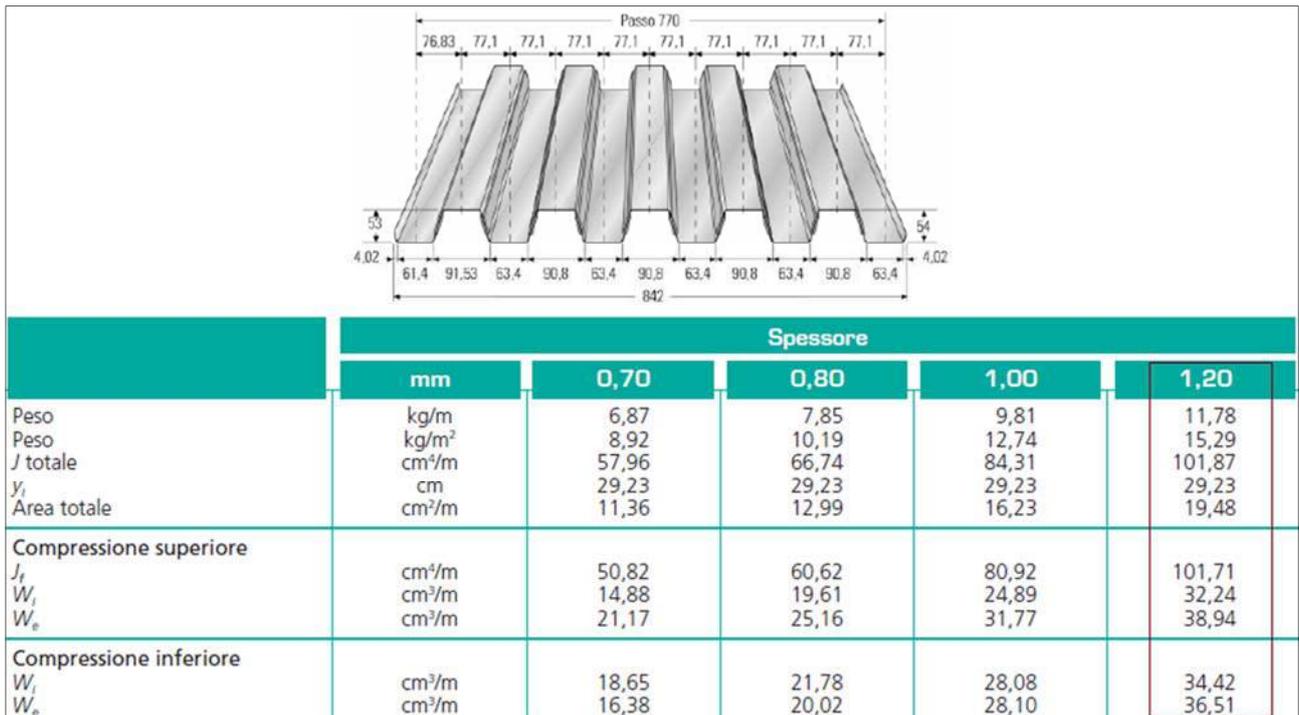


Figura 1.1- Caratteristiche statiche della lamiera grecata modello A55-P770-G6 HI-BOND.

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

$$A = 1948 \text{ mm}^2 \quad J_x = 1018700 \text{ mm}^4$$

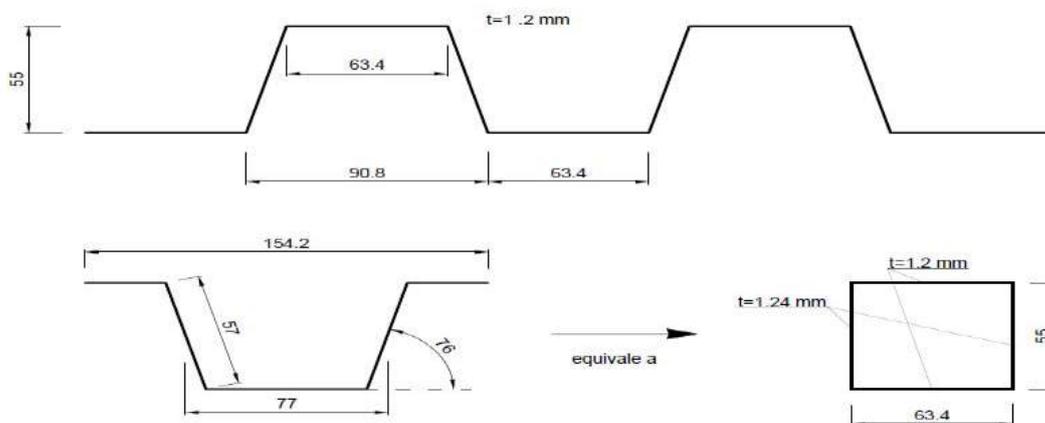


Figura 1.2- Caratteristiche geometriche della lamiera grecata.

Caratteristiche statiche:

La nervatura, con larghezza di 154,2 mm, può essere assimilata ad una sezione scatolare con spessore delle anime $t=1,2/\text{sen}76^\circ=1.24$ mm. Si ha quindi:

$$A = 2 (63.4 \cdot 1,2 + 55 \cdot 1.24) = 288.6 \text{ mm}^2$$

$$J_x = 2 (63.4 \cdot 1,2 \cdot 27.5^2 + 1/12 \cdot 1.24 \cdot 55^3) = 149455 \text{ mm}^4$$

$$W_x = 149455/27.5 = 5435 \text{ mm}^3$$

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

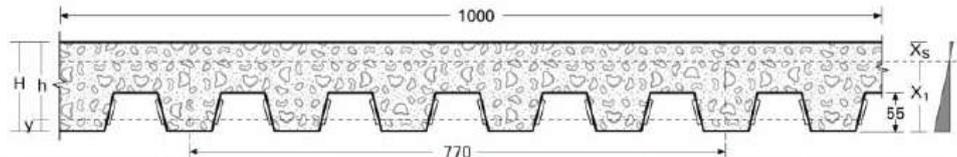
$$A_a = A \cdot 1000/154.2 = 1872 \text{ mm}^2 (\cong 1948 \text{ mm}^2 \text{ valore fornito dalla tabella})$$

$$J_x = 969228 \text{ mm}^4 (\cong 1018700 \text{ mm}^4 \text{ valore fornito dalla tabella})$$

$$W_x = 35246 \text{ mm}^3$$

Per quanto riguarda il calcestruzzo si adotta una classe C32/40 ($f_{ck}=32$, $R_{ck}=40$ MPa).

La soletta utilizzata, di cui riportiamo di seguito le caratteristiche statiche, ha un'altezza del getto di calcestruzzo al di sopra della lamiera pari a 6,5 cm, per un'altezza complessiva pari a 12 cm.



H cm	peso soletta kg/m ²	spessore lamiera mm	x _s cm	J _{tot} cm ⁴ /m	W _s cm ³ /m	W _i cm ³ /m	T kg/m
10	190	0,70	3,49	298,59	1281,76	45,90	1130
		0,80	3,65	327,36	1344,26	51,58	
		1,00	3,92	379,92	1453,65	62,49	
		1,20	4,14	427,59	1548,60	72,99	
11	215	0,70	3,81	387,70	1525,44	53,94	1250
		0,80	3,99	424,88	1597,06	60,62	
		1,00	4,29	492,52	1721,06	73,43	
		1,20	4,54	553,52	1827,23	85,74	
12	240	0,70	4,11	492,51	1796,14	62,45	1360
		0,80	4,31	539,85	1878,80	70,20	
		1,00	4,65	625,82	2020,84	85,09	
		1,20	4,93	703,15	2141,35	99,39	
13	265	0,70	4,40	613,37	2091,54	71,31	1460
		0,80	4,61	672,71	2186,94	80,22	
		1,00	4,98	780,41	2350,10	97,32	
		1,20	5,29	877,23	2487,68	113,77	

Figura 1.3- Caratteristiche geometriche e statiche della soletta.

1.3. Fase I: Costruzione

1.3.1. Verifiche allo Stato Limite Ultimo

In questa fase la lamiera costituisce il cassero (non è prevista puntellazione) ed è soggetta al peso proprio, al peso del getto e al peso dei mezzi d'opera. Si deve considerare la posizione più sfavorevole dei carichi sulla trave continua. Si considera il peso proprio della lamiera compreso nel peso del getto. Le azioni sulla struttura devono essere cumulate in modo tale da risultare sfavorevoli ai fini delle singole verifiche. Le combinazioni di calcolo si sono ottenute combinando linearmente, mediante opportuni coefficienti parziali di sicurezza, le condizioni di carico definite in precedenza. Per le verifiche dello stato limite ultimo si è adottata la combinazione di calcolo *fondamentale* delle azioni:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{Q,costr.} \cdot Q_{k,costr.}$$

Nel presente elaborato, tra le possibili verifiche agli stati limite ultimi, si sono presi i coefficienti inerenti lo stato limite di resistenza della struttura (STR). I coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU sono:

		Coefficiente Y_F	A1 STR
Carichi permanenti	favorevoli	Y_{G1}	1
	sfavorevoli		1,35
Carichi da costruzione	favorevoli	$Y_{Q,costruz.}$	0
	sfavorevoli		1,5

Tabella - Coefficienti parziali delle azioni considerate in Fase I.

Nota: conformemente alle prescrizioni in *Nota 3-Prospetto A1.2(B) EN1990* si adotta per il carico permanente strutturale, un unico valore del coefficiente Y_{G1} tanto per le campate su cui gravano i carichi accidentali quanto su quelle su cui non vi gravano, trattandosi di azione originata dalla medesima fonte e risultando l'effetto complessivamente sfavorevole.

I carichi da costruzione, $Q_{k,costruzione}$, vanno applicati su ogni area di $3m \times 3m$ (o sulla lunghezza della campata se minore) con un valore di $1,5 kN/m^2$, nelle zone tali da massimizzare il momento e/o il taglio, associato ad un valore di $0,75 kN/m^2$ sulla rimanente area. Si ricerca il momento massimo nelle campate e il minimo sugli appoggi.

Nel primo caso, a questo scopo, si dispone il carico da costruzione di $1,5 kN/m^2$ solo sulla campata interessata ed il rimanente valore di $0,75 kN/m^2$ sulla rimanente parte della struttura (Figura 1.4); nel secondo caso si dispone il carico di $1,5 kN/m^2$ nelle campate adiacenti l'appoggio ed il

rimanente valore di $0,75 \text{ kN/m}^2$ sulla rimanente parte della struttura (Figura 1.5). La risoluzione degli schemi considerati dà luogo a dei diagramma del momento flettente e del taglio da utilizzare per il progetto e la verifica della lamiera grecata considerata.

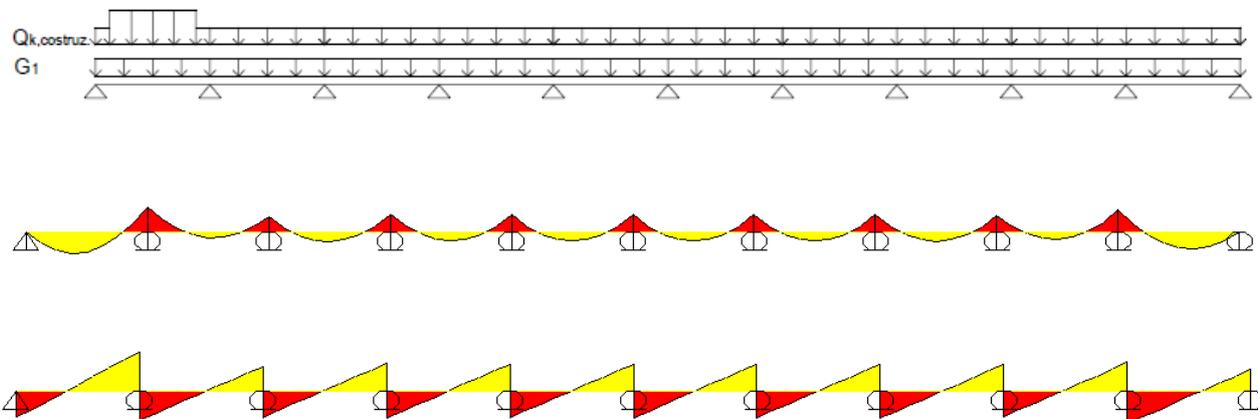


Figura 1.4- Condizione di carico che massimizza il momento flettente in campata.

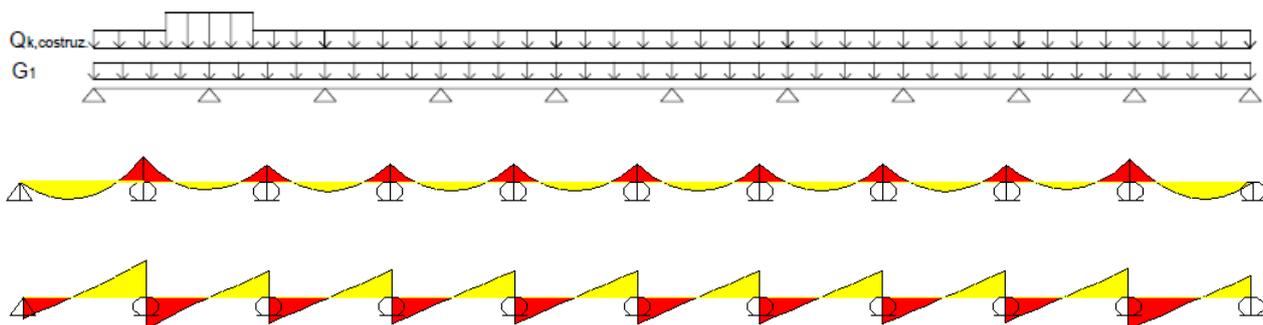


Figura 1.5-Condizione di carico che massimizza il momento flettente sugli appoggi.

- Verifica di resistenza a flessione:

Il momento massimo si ha sull'appoggio, intermedio tra le prime due campate, e vale:

$$M_{x,Ed} = -7,87 \text{ kNm}$$

Trattandosi di sezione di classe 4, le verifiche allo stato limite ultimo vanno eseguite sulla sezione efficace (Eurocodice §5.3.5).

Per la flangia compressa si ha:

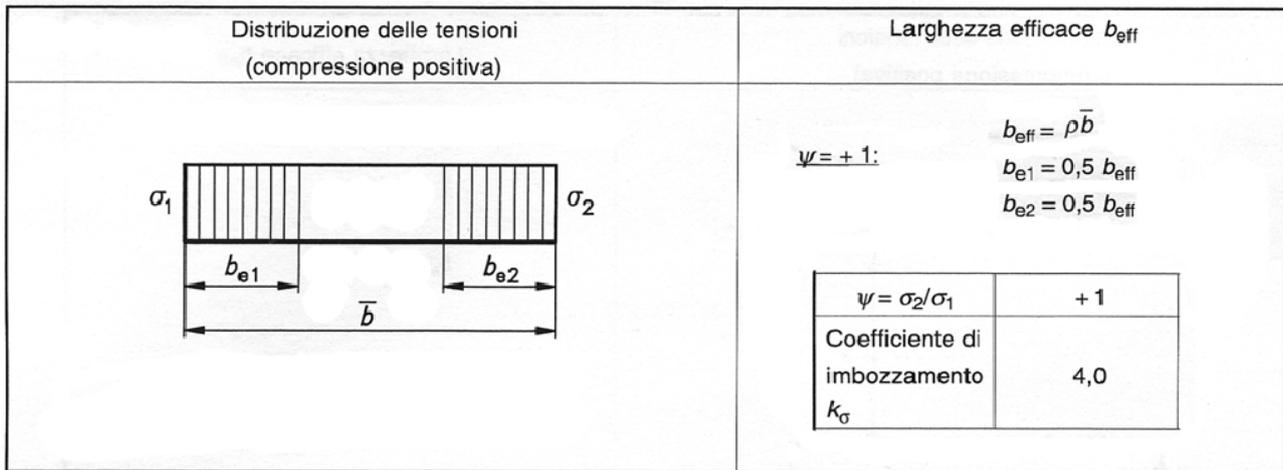


Figura 1.6-Elementi compressi interni.

$$\psi = +1 \Rightarrow k_\sigma = 4$$

Calcolo adesso la snellezza del pannello:

$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{f_{yk}}{\sigma_{cr}}} = \frac{(\bar{b}/t)}{28,4 \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_\sigma}} = \frac{(63,4/1,2)}{28,4 \cdot 0,92 \cdot \sqrt{4}} = 1,01$$

$\bar{b} = b \Rightarrow$ per elementi a piattabanda interni

$$\sigma_{cr} = k_\sigma \cdot \frac{\pi^2 \cdot E}{12 \cdot (1-\nu^2) \cdot (\bar{b}/t)^2} = k_\sigma \cdot \frac{189800}{(\bar{b}/t)^2} = 272 \text{ N/mm}^2 \Rightarrow \text{tensione critica di instabilità del pannello}$$

t \Rightarrow spessore pertinente

A questo punto posso determinare il fattore di riduzione ρ in funzione di $\bar{\lambda}_p$:

$$\text{poiché } \bar{\lambda}_p > 0,673 \Rightarrow \rho = \frac{(\bar{\lambda}_p - 0,22)}{\bar{\lambda}_p^2} = 0,77$$

da cui:

$$b_{eff} = \rho \cdot \bar{b} = 0,77 \cdot 63,4 = 49 \text{ mm}$$

$$b_{e1} = 0,5 \cdot b_{eff} = 24,5 \text{ mm} \quad b_{e2} = 0,5 \cdot b_{eff} = 24,5 \text{ mm}$$

Per le anime (da considerare con spessore 1,2 mm e lunghezza 57 mm) avremo:

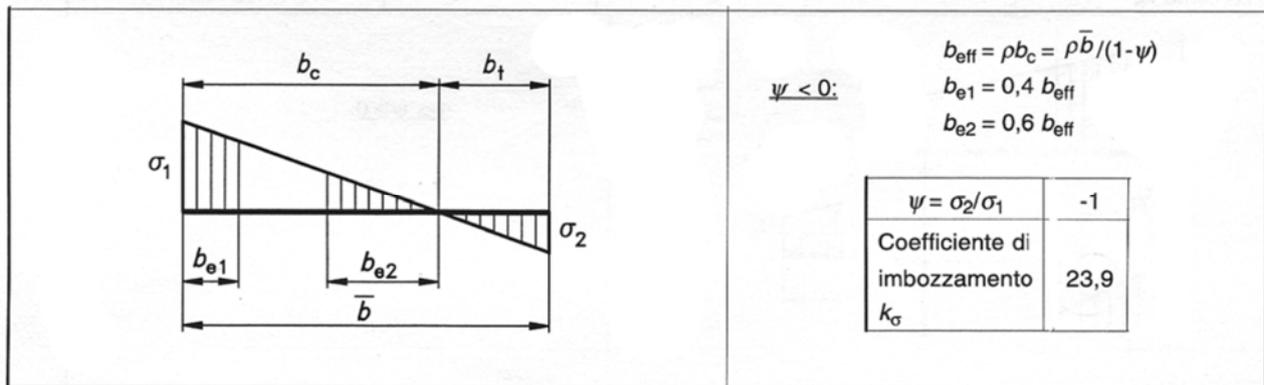


Figura 1.7- Elementi compressi interni.

$$\psi = -1 \Rightarrow k_\sigma = 23,9$$

Calcolo adesso la snellezza del pannello:

$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{f_{yk}}{\sigma_{cr}}} = \frac{(\bar{b}/t)}{28,4 \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_\sigma}} = \frac{(57/1,2)}{28,4 \cdot 0,92 \cdot \sqrt{23,9}} = 0,37$$

$\bar{b} = b \Rightarrow$ per elementi a piattabanda interni

$$\sigma_{cr} = k_\sigma \cdot \frac{\pi^2 \cdot E}{12 \cdot (1 - \nu^2) \cdot (\bar{b}/t)^2} = k_\sigma \cdot \frac{189800}{(\bar{b}/t)^2} = 2010 \text{ N/mm}^2 \Rightarrow \text{tensione critica di instabilità del pannello}$$

t \Rightarrow spessore pertinente

A questo punto posso determinare il fattore di riduzione ρ in funzione di $\bar{\lambda}_p$:

$$\text{poiché } \bar{\lambda}_p < 0,673 \Rightarrow \rho = 1$$

da cui:

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

La sezione efficace è quindi assimilabile a quella di Figura 1.8 e si ha per ogni nervatura:

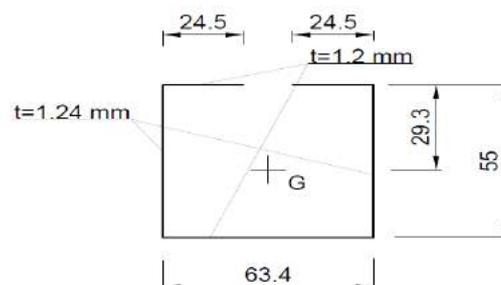


Figura 1.8- Caratteristiche geometriche della sezione efficace della lamiera grecata.

La definizione delle larghezze efficaci determina una riduzione dell'area resistente che, non essendo il profilo dotato di due assi di simmetria, implica uno spostamento del baricentro della sezione.

Si ha quindi:

$$A_{eff} = (2 \cdot 24,5 \cdot 1,2 + 63,4 \cdot 1,2 + 2 \cdot 55 \cdot 1,24) = 271 \text{ mm}^2$$

$$y_{G,sup} = 29,3 \text{ mm}$$

$$J_{x,eff} = (63,4 \cdot 1,2 \cdot 25,7^2 + 2 \cdot 24,5 \cdot 1,2 \cdot 29,3^2 + 2 \cdot (1/12 \cdot 1,24 \cdot 55^3 + 1,24 \cdot 55 \cdot 1,8^2)) = 135\,555 \text{ mm}^4$$

$$W_{x,eff,inf} = 135\,555/25,7 = 5\,275 \text{ mm}^3$$

$$W_{x,eff,sup} = 135\,555/29,3 = 4\,626 \text{ mm}^3$$

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

$$A_{a,eff} = A \cdot 1\,000/154,2 = 1\,757 \text{ mm}^2$$

$$J_{x,eff} = 879\,086 \text{ mm}^4$$

$$W_{x,eff,inf} = 34\,209 \text{ mm}^3$$

$$W_{x,eff,sup} = 30\,000 \text{ mm}^3$$

Il momento resistente è pertanto:

$$M_{x,Rd} = \frac{W_{eff} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{30\,000 \cdot 280}{1,05 \cdot 10^3} = 8\,000 \text{ N} \cdot \text{m} > M_{x,Ed} \Rightarrow \text{verifica soddisfatta}$$

- Verifica di resistenza a taglio:

Il taglio massimo sollecitante vale:

$$V_{y,Ed} = 12,51 \text{ kN}$$

Il taglio è portato dalle anime, come in una trave a doppio T; in un metro di larghezza si hanno 13 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. L'area di taglio vale:

$$A_v = 13 \cdot 55 \cdot 1,24 = 887 \text{ mm}^2$$

Posso quindi calcolare il taglio resistente:

$$V_{y,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{887 \cdot 280}{\sqrt{3} \cdot 1,05} = 136\,562 \text{ N} > V_{y,Ed} \Rightarrow \text{verifica soddisfatta}$$

1.3.2. Verifiche allo Stato Limite di Esercizio

- Verifica di deformabilità:

Per il controllo della deformabilità si valuta l'inflessione della lamiera soggetta al peso proprio ed al peso del calcestruzzo (2,4kN/m) escludendo i carichi da costruzione. Si usa il momento d'inerzia lordo $J_x = 1\,018\,700 \text{ mm}^4$

La freccia massima si ha nelle campate di estremità e vale:

$$f_{\max} = 18,3 \text{ mm} < L/180 = 22,2 \text{ mm} \text{ (NTC §4.3.6.4.2- EC4 §7.5.2)}$$

La freccia è anche inferiore all'ulteriore limitazione di 20 mm, pertanto la verifica risulta ampiamente soddisfatta.

1.4. Fase II: Esercizio

Una volta completata la maturazione del calcestruzzo, la struttura è in grado di sostenere tutte le altre azioni previste in progetto, tra cui i carichi permanenti portati ed i sovraccarichi di esercizio, nella sua qualità di "soletta composta" pienamente collaborante. La soletta, infatti, si comporta come una trave composta e la lamiera grecata ne costituisce l'armatura tesa. Adottando nuovamente la combinazione di calcolo *fondamentale* delle azioni si ottiene:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q,eserc.} \cdot Q_{k,eserc.}$$

I coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU sono:

		Coefficiente γ_F	A1 STR
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	1
	sfavorevoli		1,35
Carichi permanenti non strutturali	favorevoli	γ_{G2}	0
	sfavorevoli		1,35
Carichi variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0
	sfavorevoli		1,35

Tabella - Coefficienti parziali delle azioni considerate in Fase II.

Per calcolare le massime sollecitazioni flessionali agenti sulla soletta, è necessario, in questo caso, disporre il carichi della folla in posizioni opportune (mentre i carichi permanenti saranno sempre presenti). Analogamente a prima, quindi, le posizioni più gravose dei carichi si possono individuare applicando la *teoria delle linee di influenza*.

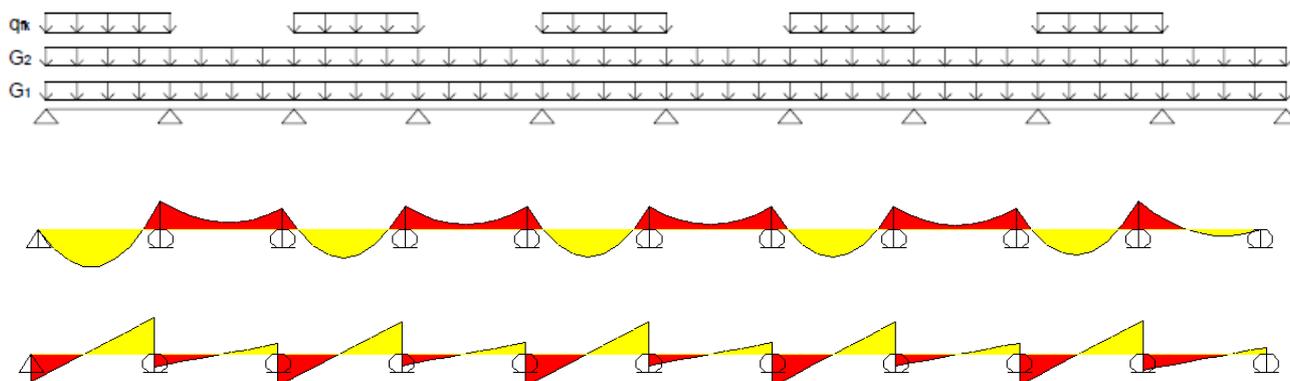


Figura 1.9-Condizione di carico che massimizza il momento flettente in campata.

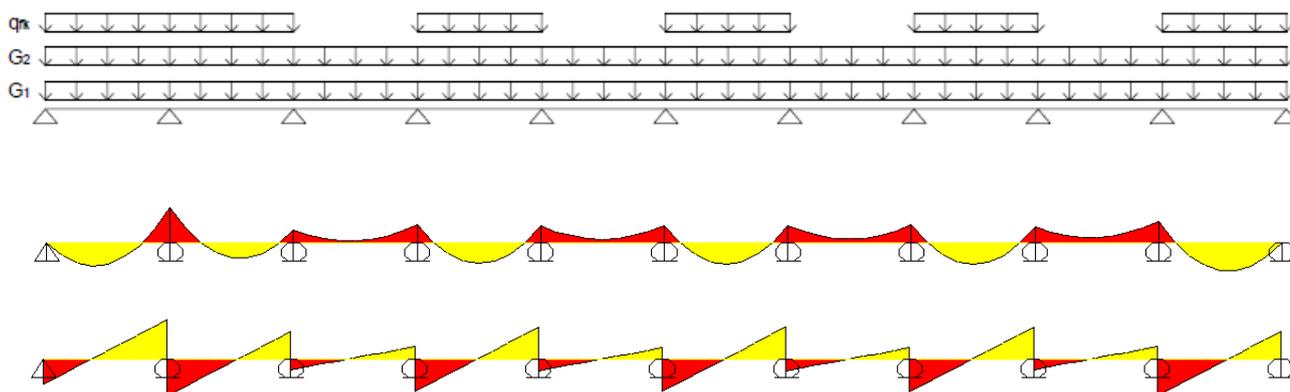


Figura 1.10-Condizione di carico che massimizza il momento flettente sugli appoggi.

1.4.1. Verifiche allo Stato Limite Ultimo

- Verifica di resistenza a flessione:

La resistenza a flessione delle sezioni trasversali di una soletta composta realizzata con getto di calcestruzzo su lamiera grecata collaborante può essere determinata con la teoria plastica se sono soddisfatte le seguenti condizioni:

- Piena collaborazione statica fra lamiera grecata, calcestruzzo ed armatura aggiuntiva;
- Il contributo della lamiera grecata nelle zone di momento negativo va conteggiato solo se la lamiera è continua;
- L'area efficace della lamiera grecata deve essere valutata trascurando la larghezza delle bugnature e dei dentelli;

- La stabilità delle parti compresse della lamiera è assicurata.

In tal caso si assumono come legami costitutivi:

- Legame rigido-plastico per l'acciaio (lamiera e barre d'armatura) con tensione massima assunta pari al limite plastico;
- Legame rigido-plastico per il calcestruzzo compresso con tensione massima pari a $0,85 f_{ck}/\gamma_c$.

Ciò premesso, si distinguono i due casi correlati alle più comuni posizioni dell'asse neutro plastico nella sezione generica di soletta soggetta sia a momento positivo che a momento negativo.

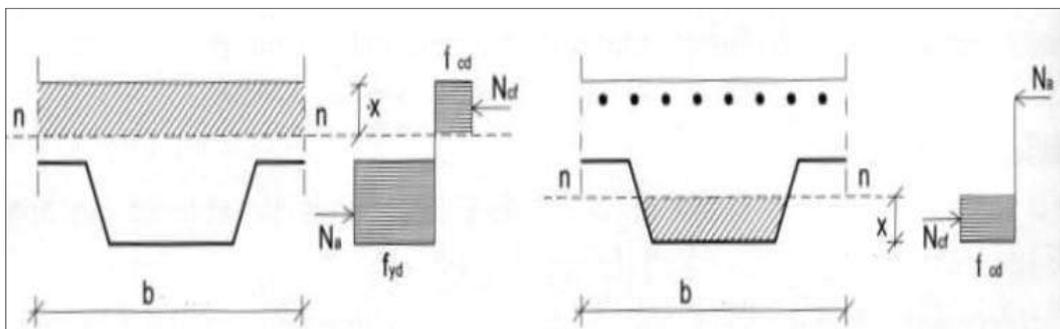


Figura 1.11- Distribuzione plastica delle tensioni allo stato limite ultimo.

A partire dalle sollecitazioni determinate in precedenza sono state dimensionate le armature principali, ovvero, la lamiera grecata come armatura a momento positivo, ed una rete elettrosaldata $\varnothing 10/10$ come armatura a momento negativo in grado di assolvere anche la funzione di antifessurazione. La Norma (§4.3.6.3.1 NTC) richiede, infatti, in corrispondenza degli appoggi un'armatura antifessurazione con sezione trasversale minima pari allo 0,2% dell'area della sezione trasversale del calcestruzzo posta al di sopra delle nervature e disposta a 20 mm dal bordo superiore delle solette:

$$A_{s,\min} = 0,002 \cdot 1'000 \cdot 65 = 90 \text{ mm}^2/m$$

La posa, inoltre, deve essere eseguita in modo che le giunzioni non cadano in corrispondenza degli appoggi e devono essere previste idonee sovrapposizioni. Nel caso, infine, di armatura eseguita esclusivamente con rete metallica (come il caso in esame) sarà cura del posatore verificare che l'armatura rimanga alla prescritta distanza dall'estradosso della soletta (2-2,5 cm). Considerando quindi un ricoprimento dell'armatura pari a $c=25 \text{ mm}$ posso quindi calcolare la distanza del baricentro delle armature dal lembo inferiore:

$$d = h - c - \varphi/2 = 120 - 25 - 10/2 = 90 \text{ mm}$$

Valutiamo la resistenza della sezione sotto l'azione di un momento flettente positivo nell'ipotesi che l'asse neutro cada al di sopra della lamiera grecata. Imponiamo l'equilibrio alla traslazione:

$$-b \cdot x \cdot f_{cd} + A_s \cdot f_{yd} = 0$$

da cui ricaviamo immediatamente la posizione dell'asse neutro:

$$x = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{b \cdot f_{cd}} = \frac{1'623 \cdot 267}{1'000 \cdot 18,13} \cong 24 \text{ mm}$$

in cui A_s è l'area efficace della lamiera di acciaio in trazione ed f_{yd} la relativa resistenza di calcolo.

Una volta individuata la posizione dell'asse neutro, la condizione di equilibrio alla rotazione rispetto al baricentro delle compressioni risulta:

$$M_{pl,Rd}^+ = A_s \cdot f_{yd} \cdot z = A_s \cdot f_{yd} \cdot (d_p - 0,5 \cdot x) = 1'623 \cdot 267 \cdot (92,5 - 0,5 \cdot 24) = 34,9 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Da cui, essendo il momento flettente massimo in campata pari a $M_{Ed} = 16,0 \text{ kNm}$, risulta:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} \leq 1 \text{ nel mio caso } 0,46 < 1 \Rightarrow \text{verificata.}$$

Adesso sempre con riferimento alla larghezza b unitaria della soletta e trascurando per semplicità il contributo resistente della lamiera grecata (che equivale a considerarla non continua sugli appoggi) si valuta il momento resistente negativo nell'ipotesi che l'asse neutro tagli la lamiera grecata stessa. Imponiamo l'equilibrio alla traslazione:

$$-b_c \cdot x \cdot f_{cd} + A_s \cdot f_{sd} = 0$$

da cui ricaviamo immediatamente la posizione dell'asse neutro:

$$x = \frac{A_s \cdot f_{sd}}{b_c \cdot f_{cd}} = \frac{785 \cdot 391,3}{411 \cdot 18,13} \cong 41 \text{ mm}$$

in cui A_s è l'area dell'armatura disposta in zona tesa ed f_{sd} la relativa resistenza di calcolo e $b_c = \Sigma b_0 = 411 \text{ mm}$ è la larghezza complessiva del calcestruzzo compresso all'interno della larghezza b della sezione). Una volta individuata la posizione dell'asse neutro, la condizione di equilibrio alla rotazione rispetto al baricentro delle compressioni risulta:

$$M_{pl,Rd}^- = A_s \cdot f_{sd} \cdot z = A_s \cdot f_{sd} \cdot (d - 0,5 \cdot x) = 785 \cdot 391,3 \cdot (90 - 0,5 \cdot 41) = 21,3 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Da cui, essendo il momento flettente minimo sull'appoggio pari a $M_{Ed} = -20,3 \text{ kNm}$, risulta:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} \leq 1 \text{ nel mio caso } 0,95 < 1 \Rightarrow \text{verificata.}$$

- Verifiche di resistenza a taglio:

La resistenza di calcolo a taglio $V_{v,Rd}$ della soletta composta, in relazione ad una larghezza pari alla distanza tra i centri di due nervature adiacenti, vale:

$$V_{v,Rd} = b_0 \cdot d_p \cdot k_v \cdot (1,2 + 40\rho) \tau_{Rd}$$

dove:

$b_0 = 77 \text{ mm}$ larghezza media delle nervature riempite di cls;

$d_p = 92,5 \text{ mm}$ la distanza del baricentro dell'area efficace di lamiera dall'estradosso della soletta;

$\rho = A_s / (b_0 \cdot d_p) = 120,5 / (77 \cdot 92,5) = 0,017 < 0,02$ con A_s l'area efficace della lamiera in trazione all'interno della larghezza b_0 ;

$k_v = (1,6 - d_p) = (1,6 - 0,0925) = 1,51 \geq 1$ con d_p espresso in m;

$\tau_{Rd} = 0,0525 \cdot f_{ck}^{2/3} / \gamma_c = 0,35 \text{ N/mm}^2$.

da cui:

$$V_{v,Rd} = 77 \cdot 92,5 \cdot 1,51 \cdot (1,2 + 40 \cdot 0,017) \cdot 0,35 = 7077 \text{ N/nervatura}$$

Ciò significa che il taglio resistente in un metro vale:

$$V_{Rd} = 7077 \cdot 1000 / 154 = 45,9 \text{ kN}$$

Considerando che il massimo sforzo di taglio in prossimità dell'appoggio vale 27,3 kN, la verifica risulta soddisfatta.

1.4.2. Verifiche allo Stato Limite di Esercizio

- Verifica di deformabilità:

Premesso che l'inflessione della lamiera nella fase di costruzione (calcolata al § 4.3.2) per effetto del peso proprio della lamiera e del cls fresco non va inclusa nella verifica della soletta composta, si può ritenere detta verifica implicitamente soddisfatta allorché il rapporto tra luce della generica campata ed altezza della soletta rientra nei limiti di Tabella 4.4 relativi alle strutture in calcestruzzo poco sollecitato.

Rapporti massimi luce/altezza	Campata di estremità	Campata Interna	Campata Singola
Calcestruzzo di massa volumica ordinaria	35	38	32
Calcestruzzo alleggerito	30	33	27

Tabella - Limiti del rapporto di snellezza.

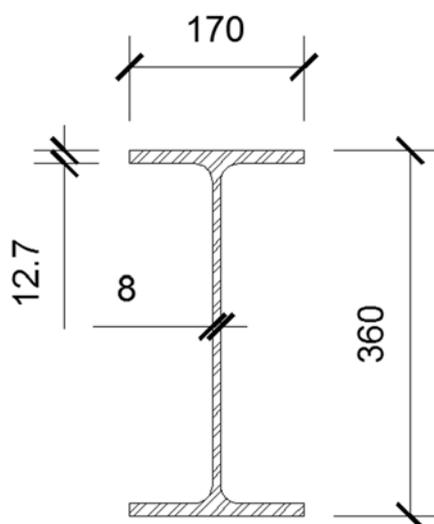
Nel caso in esame risulta:

$$L/h = 4000/120 = 33,3 < 35 \Rightarrow \text{verificata}$$

Per solette non particolarmente snelle, pertanto, la verifica di deformazione è quasi sempre soddisfatta in quanto l'inflessione a lungo termine dovuta ai carichi applicati di norma non supera il valore di $L/350$.

2. TRAVERSI

Le azioni agenti sulla soletta, dovute alla presenza dei carichi permanenti e dei carichi da traffico, vengono trasferite alle travi longitudinali mediante un sistema di traversi realizzati con profili *IPE 360*, di lunghezza pari a $3\,840\text{ mm}$, collaboranti con una soletta composta con lamiera grecata a nervature trapezoidali disposte parallelamente all'asse longitudinale del ponte. I traversi, quindi, interposti come collegamento tra le travi longitudinali ogni $3\,400\text{ mm}$, in modo da formare un graticcio piano, sono caratterizzati da un peso per unità di lunghezza pari a $0,491\text{ kN/m}$. Le caratteristiche geometriche del profilo *IPE 360* sono elencate nella tabella seguente:



(le dimensioni sono espresse in millimetri)

E	fyk	ftk	Sezione (A)	Momenti di inerzia		Moduli di resistenza		Raggi di inerzia		Moduli di resistenza plastici	
				J _y	J _z	W _y	W _z	I _y	I _z	W _{ply}	W _{plz}
N/cm ²	N/mm ²	N/mm ²	mm ²	cm ⁴	cm ⁴	cm ³	cm ³	cm	cm	cm ³	cm ³
$2,10 \cdot 10^7$	340	500	72729	16266	1043	904	123	14,95	3,78	1019	191

Tabella- Caratteristiche geometriche e di resistenza del profilo IPE 360.

I traversi in acciaio sono quindi connessi mediante 2 pioli Nelson di diametro $\phi 16$ ed interasse 100 mm alla soletta di impalcato di spessore 120 mm .

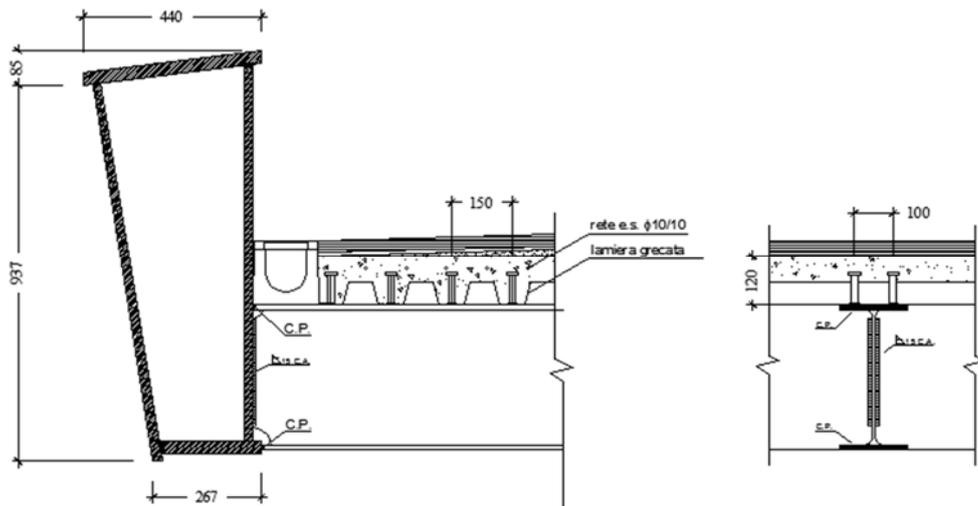


Figura 2.1- Giunto corrente-traverso saldato.

Le sollecitazioni di calcolo vengono valutate sulla base dei due schemi statici limite di trave incastrata-incastrata e appoggiata-appoggiata.

I carichi gravanti sui traversi sono:

- Peso proprio profilo IPE 330 (G_1)	491 N/m
- Peso proprio soletta (G_1)	2400 N/m ²
- Carichi permanenti portati (G_2)	850 N/m ²
- Carico da traffico (q_{fk})	5000 N/m ²
- Carico da costruzione ($Q_{k,costruzione}$)	1500 N/m ²

Ciascun traverso deve sostenere un carico gravante su un'area di 3,84 x 3,4 m. Pertanto ho trasformato i carichi areali in carichi distribuiti per unità di lunghezza:

- Peso proprio profilo IPE 330 (G_1)	491 N/m
- Peso proprio soletta (G_1)	8160 N/m
- Carichi permanenti portati (G_2)	2890 N/m
- Carico da traffico (q_{fk})	17000 N/m
- Carico da costruzione ($Q_{k,costruzione}$)	5100 N/m

2.1. Fase I: Costruzione

In questa fase i carichi agenti (peso proprio della trave metallica, peso proprio della soletta e carico indotto dai mezzi da costruzione) vengono ripresi soltanto dalla trave in acciaio sull'intera luce libera. La struttura, pertanto, funziona come sistema misto unicamente nella Fase II, in cui ad avvenuta maturazione del calcestruzzo, si applicano alla trave i carichi permanenti portati ed i sovraccarichi di esercizio.

2.1.1. Verifiche allo Stato Limite Ultimo

La combinazione che, in fase iniziale, produce gli effetti più gravosi sulle travi in acciaio *IPE 330* è la seguente:

$$q_{SLU,costr} = 1,35 \cdot G_1 + 1,5 \cdot Q_{k,costr} = 19,3 \text{ KN/m}$$

Per lo schema statico a due appoggi, si hanno i seguenti diagrammi di taglio e momento:

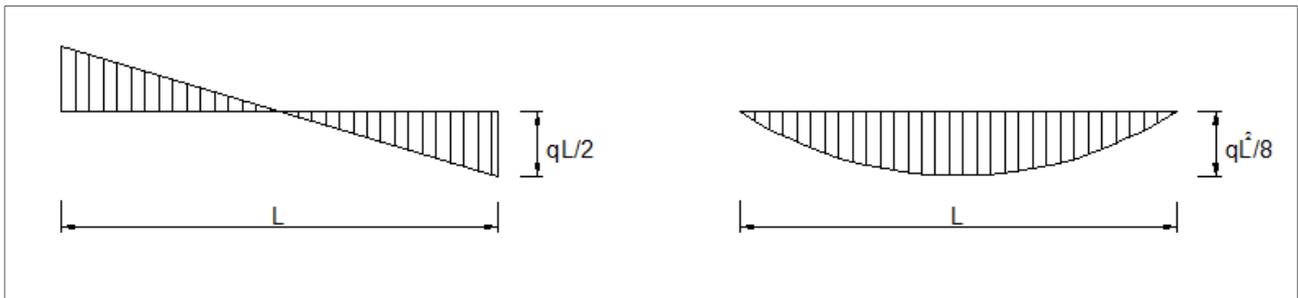


Figura 2.2- Diagramma del taglio e del momento in una trave semplicemente appoggiata.

Per lo schema statico di trave doppiamente incastrata, invece, si hanno i seguenti diagrammi di taglio e momento:

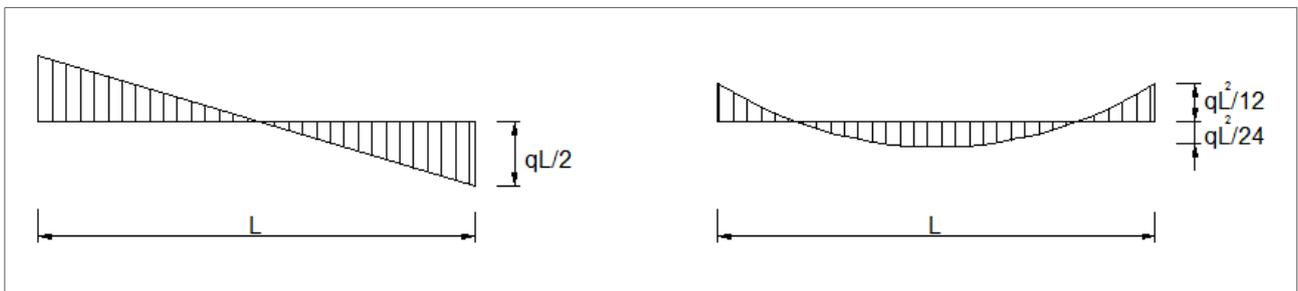


Figura 2.3- Diagramma del taglio e del momento in una trave doppiamente incastrata.

Il massimo momento sollecitante, relativamente al controllo dello stato limite ultimo, vale:

$$M^+_{y,Ed,max} = \frac{q_{SLU,costr} \cdot l^2}{8} = 35,6 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Il massimo momento sollecitante negativo, relativamente al controllo dello stato limite ultimo, vale:

$$M^-_{y,Ed,max} = \frac{q_{SLU,costr} \cdot l^2}{12} = 23,7 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Il taglio sollecitante di calcolo vale:

$$V_{z,Ed,max} = \frac{q_{SLU,costr} \cdot l}{2} = 37,1 \text{ KN}$$

- Verifica di resistenza a taglio:

Si segue il punto §4.2.4.1.2 della Normativa.

In assenza di torsione la resistenza plastica a taglio di una sezione a doppio T dipende dall'area resistente a taglio (DM 14/01/2008):

$$A_{v,y} = A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f = 3081 \text{ mm}^2$$

Dalla quale, note le caratteristiche nominali del materiale si determina la capacità resistente a taglio:

$$V_{c,Rd} = \frac{A_{v,z} \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{M0}} = 576,0 \text{ KN}$$

Il valore di calcolo dell'azione tagliante massima V_{Ed} , deve rispettare la condizione:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1 \quad \text{nel mio caso } 0,06 < 1 \quad \rightarrow \text{Verificata}$$

- Verifica di resistenza a flessione:

Si segue il punto §4.2.4.1.2 della Normativa del 14.01.08. La resistenza di calcolo per una sezione di classe 1 vale:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 230,9 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

La sollecitazione di calcolo massima M_{Ed} , valutata in corrispondenza della sezione più sollecitata della trave deve rispettare la condizione:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1 \quad \text{nel mio caso } 0,15 < 1 \quad \rightarrow \text{Verificata}$$

2.1.2. Verifiche allo Stato Limite di Esercizio

- Verifica di deformabilità:

Per controllare la deformabilità si valuta l'inflessione della trave metallica soggetta al peso proprio (0,491 kN/m) ed al peso del calcestruzzo (2,4 kN/m²) escludendo i carichi da costruzione.

La combinazione di carico più sfavorevole è la combinazione rara la quale produce sulla membratura il seguente carico per unità lunghezza:

$$q = 10'091 \text{ N/m}$$

È tale da generare il seguente abbassamento nella mezzeria della membratura:

$$f_{\max} = \frac{5}{384} \cdot \frac{ql^4}{EJ_x} = 1,2 \text{ mm} \leq \frac{l}{150} = 25,6 \text{ mm}$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

2.2. Fase II: Soletta collaborante

Una volta completata la maturazione del calcestruzzo, la struttura è in grado di sostenere tutte le altre azioni previste in progetto, tra cui i carichi permanenti portati ed i sovraccarichi di esercizio, nella sua qualità di “trave composta” pienamente collaborante. La combinazione che produce gli effetti più gravosi sul traverso è la seguente:

$$q_{SLU,eserc} = 1,35 \cdot G_1 + 1,35 \cdot G_2 + 1,35 \cdot q_{fk} = 38,5 \text{ KN/m}$$

I massimi momenti sollecitanti, nelle due condizioni limite, relativamente al controllo dello stato limite ultimo, valgono pertanto:

$$M^+_{y,Ed,max} = \frac{q_{SLU,eserc} \cdot l^2}{8} = 80,0 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M^-_{y,Ed,max} = \frac{q_{SLU,eserc} \cdot l^2}{12} = 47,3 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Il taglio sollecitante di calcolo vale:

$$V_{z,Ed,max} = \frac{q_{SLU,eserc} \cdot l}{2} = 74 \text{ KN}$$

2.2.1. Verifiche allo Stato Limite Ultimo

Definizione della sezione trasversale:

La determinazione delle caratteristiche geometriche di una sezione composta si effettua in base ad una appropriata **larghezza collaborante B** della soletta, che delimita anche le relative armature longitudinali, la quale si definisce in linea di principio come illustrato in Figura 2.4

$$B = b_{e1} + b_c + b_{e2}$$

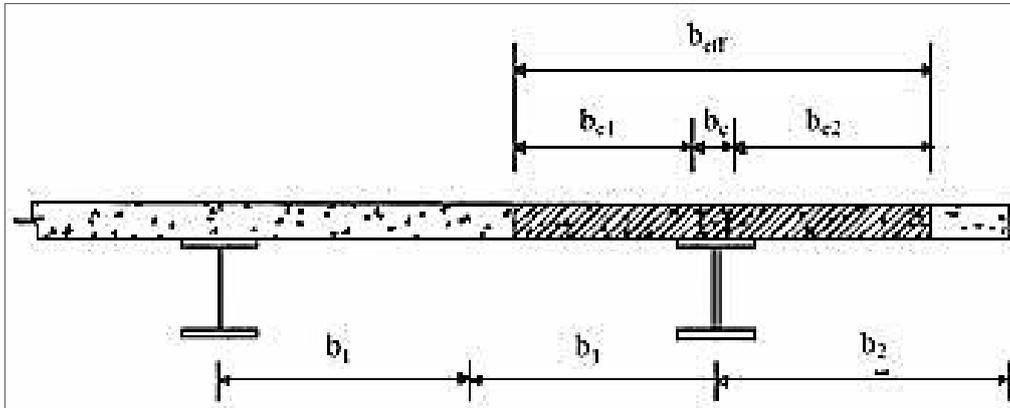


Figura 2.4-Definizione della larghezza collaborante.

Essa è costituita da due tratti laterali (b_{e1}, b_{e2}), potenzialmente anche non simmetrici dipendenti dallo schema statico, dall'interasse e dalle luci della trave, più un tratto centrale (b_c) correlato all'ingombro trasversale dei connettori. Nella pratica si può trascurare b_c operando a vantaggio di sicurezza e semplificando il dimensionamento iniziale, tenendo conto che i tratti b_{e1} e b_{e2} non devono eccedere i semi-interasse b_1 e b_2 della trave. In presenza di soletta composta con lamiera grecata la larghezza B viene calcolata assumendo ciascuna larghezza efficace parziale b_{ei} , da un lato e dall'altro pari a

$$b_e = \frac{l_0}{8}$$

con l_0 distanza tra sezioni di momento flettente nullo in ogni campata della trave (nel caso di travi semplicemente appoggiate si assume pari alla luce delle stesse). La definizione della sezione trasversale di una trave dipende inoltre dalla disposizione della lamiera grecata rispetto alla trave stessa:

- Se le nervature sono orientate parallelamente alla trave si tiene conto di tutto il cls presente nella soletta;
- Se le nervature sono perpendicolari alla trave si tiene conto del solo cls fuori greche;

In entrambi i casi si trascura il contributo delle sezioni della lamiera. In definitiva la larghezza collaborante, da utilizzare per la verifica a momento positivo, facendo riferimento allo schema di trave semplicemente appoggiata è pari a:

$$B^+ = \frac{2 \cdot l_0}{8} = \frac{2 \cdot L}{8} = \frac{2 \cdot 3840}{8} = 960 \text{ mm}$$

E quindi la sezione di calcestruzzo attivo (fuori greca) della soletta vale:

$$A_c = B^+ \cdot h_c = 62400 \text{ mm}^2$$

La larghezza collaborante, invece, da utilizzare per la verifica a momento negativo, facendo riferimento allo schema di trave doppiamente incastrata, è pari a:

$$B^- = \frac{2 \cdot l_0}{8} = \frac{2 \cdot 0,5 \cdot L}{8} = \frac{2 \cdot 3840}{8} = 480 \text{ mm}$$

- Verifica di resistenza a taglio:

Il taglio resistente plastico viene riferito esclusivamente alla sezione efficace di taglio A_v della trave metallica. La resistenza a taglio verticale $V_{c,Rd}$ può essere, pertanto, determinata in via semplificativa come indicato al punto 4.2.4.1.2 della Normativa.

In assenza di torsione la resistenza plastica a taglio di una sezione a doppio T dipende dall'area resistente a taglio (DM 14/01/2008):

$$A_{v,y} = A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f = 3081 \text{ mm}^2$$

Dalla quale, note le caratteristiche nominali del materiale si determina la capacità resistente a taglio:

$$V_{c,Rd} = \frac{A_{v,z} \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{M0}} = 576,0 \text{ KN}$$

Il valore di calcolo dell'azione tagliante massima V_{Ed} , deve rispettare la condizione:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1 \quad \text{nel mio caso } 0,13 < 1 \quad \rightarrow \text{Verificata}$$

- Verifica di resistenza a flessione:

Valutiamo la resistenza delle sezioni trasversali più sollecitate:

- **Sezione in campata**

La resistenza della sezione, sotto l'azione di un momento flettente positivo, viene valutata nell'ipotesi che la soletta di calcestruzzo sia interamente compressa.

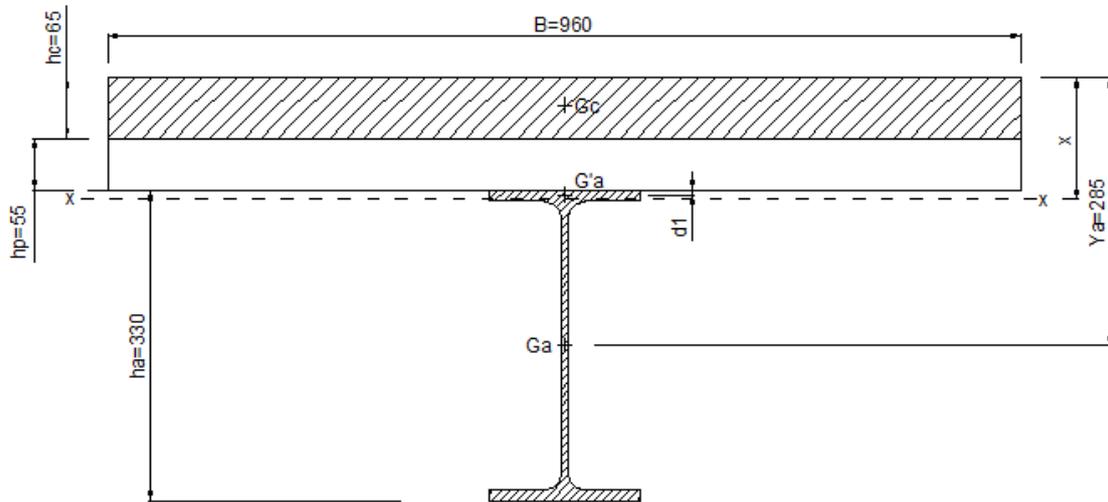


Figura 2.5- Larghezza collaborante.

Allo scopo di valutare la posizione dell'asse neutro plastico imponiamo l'equilibrio alla traslazione:

$$-B^+ \cdot h_c \cdot f_{cd} - A'_a \cdot f_{ad} + (A_a - A'_a) \cdot f_{ad} = 0$$

da cui ricaviamo immediatamente la sezione parziale metallica compressa:

$$A'_a = \frac{(A_a \cdot f_{ad} - B^+ \cdot h_c \cdot f_{cd})}{2 \cdot f_{ad}} = 1481,9 \text{ mm}^2$$

in cui A_a è l'area del profilo metallico in acciaio ed f_{ad} la relativa resistenza di calcolo.

Determino quindi:

$$h'_f = \frac{A'_a}{b_f} = 9,3 \text{ mm}$$

E quindi posso ricavare la posizione dell'asse neutro plastico rispetto al lembo superiore compresso della soletta:

$$x = h_c + h_p + h'_f = 129,3 \text{ mm}$$

Una volta individuata la posizione dell'asse neutro, la condizione di equilibrio alla rotazione rispetto a G'_a , ponendo $d_1=h'/2$ risulta:

$$M_{pl,Rd}^+ = B^+ \cdot h_c \cdot \left(\frac{h_c}{2} + h_p + d_1 \right) f_{cd} + A_a \cdot f_{ad} \cdot \left(\frac{h_a}{2} - d_1 \right)$$

nel caso in esame risulta:

$$M_{pl,Rd}^+ = 429,4 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\frac{M_{Ed}}{M_{C,Rd}} \leq 1 \quad \text{nel mio caso} \quad 0,19 < 1 \quad \rightarrow \text{Verificata}$$

- Sezione di incastro

La resistenza della sezione, sotto l'azione di un momento flettente negativo, viene valutata nell'ipotesi che la soletta di calcestruzzo sia interamente tesa.

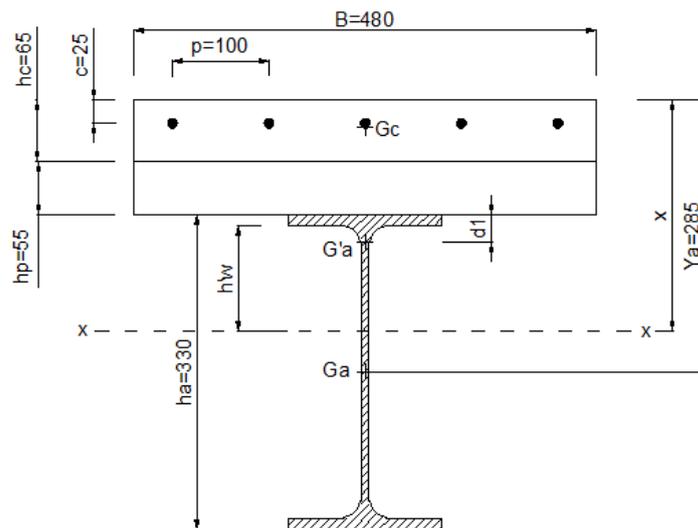


Figura 2.6-Asse neutro plastico per sezione soggetta a momento flettente negativo.

Allo scopo di valutare la posizione dell'asse neutro plastico imponiamo l'equilibrio alla traslazione:

$$-A_s \cdot f_{sd} - A'_a \cdot f_{ad} + (A_a - A'_a) \cdot f_{ad} = 0$$

da cui ricaviamo la sezione parziale metallica tesa:

$$A'_a = \frac{(A_a \cdot f_{ad} - A_s \cdot f_{sd})}{2 \cdot f_{ad}} = 2893 \text{ mm}^2$$

in cui A_a è l'area del profilo metallico in acciaio ed f_{ad} la relativa resistenza di calcolo ed A_s è l'area dell'armatura disposta in zona tesa (rete elettrosaldada $\phi 10/10$) ed f_{sd} la corrispondente resistenza di calcolo.

A questo punto si può ricavare l'altezza di anima metallica tesa:

$$h'_w = \frac{A'_a - b_a \cdot t_f}{t_w} = 140,4 \text{ mm}$$

E quindi la posizione dell'asse neutro rispetto al lembo superiore teso della soletta:

$$x = h_c + h_p + t_f + h'_w = 271,9 \text{ mm}$$

Ricaviamo, quindi, la distanza d_1 , del baricentro delle trazioni nel profilo metallico, rispetto al lembo teso:

$$d_1 = \frac{b_a \cdot \frac{t_f^2}{2} + h'_w \cdot t_w (t_f + h'_w/2)}{A'_a} = 33,8 \text{ mm}$$

Una volta individuata la distanza d_1 , la condizione di equilibrio alla rotazione rispetto a G'_a fornisce il momento resistente plastico:

$$M_{pl,Rd}^- = A_a \cdot \left(\frac{h_a}{2} - d_1 \right) \cdot f_{ad} + A_s \cdot (h_c + h_p + d_1 - c) \cdot f_{sd}$$

Nel caso in esame risulta:

$$M_{pl,Rd}^- = 295,5 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

La condizione di verifica risulta pertanto:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{C,Rd}} \leq 1 \quad \text{nel mio caso} \quad 0,16 < 1 \quad \rightarrow \text{Verificata}$$

- Calcolo dei connettori a taglio:

La resistenza di calcolo a taglio di un piolo dotato di testa, saldato in modo automatico, con collare di saldatura normale, posto in una soletta di calcestruzzo piena può essere assunta pari al minore dei seguenti valori:

$$P_{Rd,a} = 0,8 \cdot f_t \cdot (\pi \cdot d^2/4) / \gamma_V \quad \rightarrow \quad \text{recisione del gambo del singolo piolo}$$

$$P_{Rd,c} = 0,29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot (f_{ck} \cdot E_c)^{0,5} / \gamma_V \quad \rightarrow \quad \text{schacciamento del calcestruzzo}$$

dove:

γ_V è il fattore parziale di sicurezza delle connessioni pari a 1,25;

f_t è la resistenza a rottura dell'acciaio del piolo;

f_{ck} è la resistenza cilindrica del calcestruzzo della soletta;

d è il diametro del piolo, compreso tra 16 e 25 mm;

Nel

h_{sc} è l'altezza del piolo dopo la saldatura, non minore di 3 volte il diametro del gambo del piolo;

$$\begin{cases} \alpha = 0,2 \cdot [h_{sc}/d + 1] & \text{per } 3 \leq h/d \leq 4 \\ \alpha = 1 & \text{per } h_{sc}/d > 4 \end{cases}$$

mio caso, utilizzando pioli di tipo "KB" Nelson muniti di testa con diametro pari a 16 mm ed altezza pari a 100 mm risulta:

$$P_{Rd,a} = 0,8 \cdot 450 \cdot (\pi \cdot 16^2 / 4) / 1,25 = 57,9 \text{ kN}$$

$$P_{Rd,c} = 0,29 \cdot 1 \cdot 16^2 \cdot (32 \cdot 33 \cdot 300)^{0,5} / 1,25 = 61,3 \text{ kN}$$

In definitiva la resistenza di calcolo a taglio di un piolo è pari a:

$$P_{Rd} = 57,9 \text{ kN}$$

Nel caso di soletta con lamiera grecata, la resistenza di calcolo dei connettori a piolo, calcolata per la soletta piena, deve essere convenientemente ridotta. Se le greche sono orientate trasversalmente al profilo in acciaio il fattore riduttivo è:

$$k_t = \frac{0,7 \cdot b_0 \cdot (h_{sc} - h_p)}{\sqrt{n_r} \cdot h_p^2}$$

dove n_r è il numero dei pioli posti dentro ogni greca e h_{sc} , h_p e b_0 sono indicati in Figura 2.7.

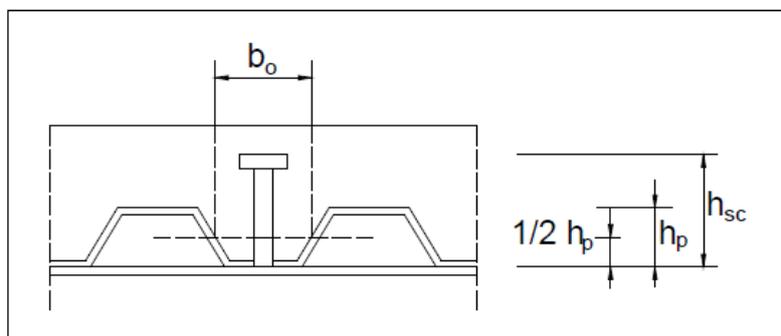


Figura 2.7-Greca orientata trasversalmente al profilo.

Il valore di k_t deve essere inferiore ai valori riportati in Tabella; l'espressione di k_t è valida se $h_p \leq 85 \text{ mm}$, $b_0 \geq h_p$ e con connettori di diametro massimo pari a 20 mm nel caso di saldatura attraverso la lamiera e pari a 22 mm nel caso di lamiera forata.

Numero di pioli per greca	Spessore della lamiera	Connettori con $\phi \leq 20\text{mm}$ e saldati attraverso la lamiera	Lamiera con fori e pioli saldati sul profilo – diametro pioli 19 o 22 mm
Nr=1	$\leq 1,0$	0,85	0,75
	$> 1,0$	1,0	0,75
Nr=2	$\leq 1,0$	0,70	0,60
	$> 1,0$	0,8	0,60

Tabella - Valori massimi del coefficiente riduttivo k_t .

Nel caso in esame il fattore di riduzione della resistenza dei connettori in presenza di lamiera grecata a nervature trasversali alla trave vale

$$k_t = \frac{0,7 \cdot 77 \cdot (100 - 55) / 55^2}{\sqrt{2}} = 0,57$$

In definitiva la resistenza di calcolo ridotta dei connettori a piolo vale:

$$P'_{Rd} = k_t \cdot P_{Rd} = 0,57 \cdot 57,9 = 33,0 \text{ kN}$$

Poiché in questo caso si prevede di disporre all'interfaccia acciaio-clc un numero N di connettori inferiore a quello N_f necessario per una connessione a completo a ripristino, anche il momento resistente ultimo della trave dovrà essere proporzionalmente ridotto, passando dal valore pieno (in campata) $M_{pl,Rd}$ ad un valore inferiore $M'_{pl,Rd}$ in funzione del grado di connessione N/N_f . Questo rapporto a sua volta, deve rispettare un limite minimo definito in relazione alla tipologia e alla luce L della trave in oggetto. Si procede innanzitutto calcolando lo sforzo di sconnessione di progetto $V_{ld} = F_f$ agente nel tratto di trave compreso tra le due sezioni critiche rappresentate da quella di momento massimo positivo e quella di un appoggio di estremità:

$$V_{ld} = F_f = \min \begin{cases} F_{af} = A_a \cdot f_{ad} \\ F_{cf} = A_c \cdot f_{cd} + A_s^- \cdot f_{sd} \end{cases}$$

dove nel contributo F_{cf} della soletta è possibile trascurare l'apporto dell'armatura longitudinale compressa A_s^- .

Nel caso in esame abbiamo:

$$V_{ld} = F_f = \min \begin{cases} F_{af} = 2116 \text{ kN} \\ F_{cf} = 1131 \text{ kN} \end{cases}$$

Il numero minimo di connettori necessari al completo ripristino è pari a:

$$N_f = \frac{2 \cdot F_f}{P_{Rd}} = \frac{2 \cdot 1131}{33,0} \cong 68 \quad (68 \Phi 16)$$

Scelgo per ragioni pratiche di realizzare una connessione a parziale ripristino, andando a disporre $N=36 \phi 16$ su due file ad un passo p_c pari all'interasse delle nervature della lamiera (due pioli in ogni greca). La Normativa impone che tale numero N , rapportato al numero N_f predeterminato, deve risultare non inferiore al minimo grado di connessione $\eta=(N/N_f)_{min}$ che nel caso in esame vale:

$$\eta = \min(N/N_f) = 0,40$$

Per cui risulta soddisfatta la condizione necessaria:

$$N/N_f = 36/68 = 0,53 > \eta = 0,40$$

In funzione del rapporto di connessione N/N_f , si può ricavare facilmente, col metodo di interazione lineare, il correlativo momento resistente plastico ridotto della sezione di campata mediante la relazione:

$$M_{pl,Rd}' = M_{pl,a,Rd} + \frac{N}{N_f} (M_{pl,Rd} - M_{pl,a,Rd}) = 272 + \frac{36}{68} (429,4 - 272) = 355 \text{ KNm}$$

dove:

M_{Ed} è il momento massimo positivo di progetto agente;

$M_{a,pl,Rd}$ è il momento resistente plastico della sola sezione metallica;

$M_{pl,Rd}$ è il momento resistente plastico della sezione composta soggetta a momento positivo.

In base a tale momento ultimo ridotto si eseguono le due verifiche finali sulla trave:

- Per la resistenza ultima:

$$M_{Ed} \leq M_{pl,Rd}' \rightarrow 80 \text{ KN} \cdot \text{m} \leq 355 \text{ KN} \cdot \text{m} \rightarrow \text{Verificato}$$

- Per consentire la distribuzione uniforme dei connettori a parziale ripristino:

$$M_{pl,Rd}' \leq 2,5 M_{pl,a,Rd} \rightarrow 355 \text{ KN} \cdot \text{m} \leq 2,5 \cdot 272 = 680 \text{ KN} \cdot \text{m} \rightarrow \text{Verificato}$$

Si devono rispettare infine le limitazioni dimensionali riguardanti gli interassi trasversali i_t e longitudinali i dei connettori.

$$i_t \geq 4d \quad 5d \leq i \leq \min \begin{cases} 6 \cdot h_c \\ 800 \text{ mm} \end{cases}$$

Nel caso in esame risulta:

$$100 \geq 64 \quad 80 \leq 154 \leq \min \begin{cases} 720 \text{ mm} \\ 800 \text{ mm} \end{cases}$$

2.2.2. Verifiche allo Stato Limite di Esercizio

- Verifica di deformabilità:

Nel caso di trave non puntellata la freccia elastica totale si calcola come somma di due distinti contributi:

Il primo relativo alla trave metallica soggetta, in fase di costruzione, ai soli pesi propri strutturali dell'acciaio e della soletta di cls (tale contributo deve essere limitato ad 1/150 come mostrato in precedenza);

Il secondo relativo alla trave composta soggetta, in fase di normale esercizio, a tutti gli altri carichi previsti.

La freccia elastica in mezzeria, in fase di costruzione, era stata valutata in precedenza e vale:

$$f_c = f_{I,max} = 1,2 \text{ mm}$$

Per quanto riguarda la valutazione della freccia in fase II, ossia quando trave e soletta sono collaboranti, facciamo riferimento ad una sezione omogeneizzata a sezione costante con larghezza collaborante B valutata in mezzeria, sotto momento positivo ed in regime non fessurato, considerando reagente anche l'eventuale cls teso. Per le verifiche dello stato limite di servizio si è adottata la combinazione di calcolo caratteristica rara delle azioni:

$$q_{SLE,eserc} = G_2 + Q_{k,esercizio} = 25,8 \text{ KN/m}$$

La larghezza efficace di soletta vale:

$$B' = \frac{B}{n'} = \frac{480}{20} = 24 \text{ mm}$$

Dove: $n' = \frac{210000}{10492} = 20$ = coefficiente di omogeneizzazione a lungo termine.

Si calcola la posizione dell'asse neutro elastico al fine della determinazione del momento d'inerzia della sezione composta resa omogenea:

$$x_e = \frac{S_{x,inf}}{A_i} = 167,7 \text{ mm}$$

Dove:

$$A_i = A_a + \frac{A_c}{n'} = 6261 + 1560 = 7821 \text{ mm}^2$$

$$S_{x,inf} = A_a \cdot y_a + \frac{A_c \cdot y_c}{n'} = 6261 \cdot 180 + 1560 \cdot 447,5 = 1825080 \text{ mm}^3$$

Nota:

Nella determinazione della posizione dell'asse neutro elastico si è trascurato, data la scarsa influenza, il contributo dell'armatura compressa.

Il momento d'inerzia della sezione composta efficace vale:

$$J' = J_a + \frac{B'h_c^3}{12} + \frac{A_a(h_a + h_c + 2h_p)^2}{4(1 + n'r)} = 20750 \cdot 10^4 \text{ mm}^4$$

Essendo:

$$r = \frac{A_a}{A_c} = \frac{6261}{31200} = 0,201$$

La freccia elastica in mezzeria della trave composta in fase di esercizio vale:

$$f_e = f_{II,max} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_{SLE,eserc} \cdot L^4}{E \cdot J'} = 1,7 \text{ mm}$$

La freccia totale in mezzeria è dunque pari a:

$$f_{TOT,max} = f_c + f_e = 1,2 + 1,7 = 2,9 \text{ mm}$$

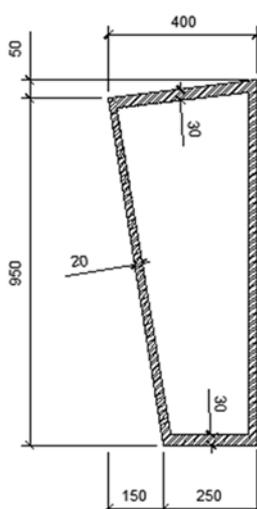
che risulta inferiore al limite specificato di:

$$\frac{L}{250} = 15,3 \text{ mm}$$

3. CORRENTI LONGITUDINALI

I correnti longitudinali che si sono utilizzati per la composizione del graticcio d'impalcato, sonoprofili tubolari cavi di sezione trapezia in acciaio Corten B. Si è scelta una sezione tubolare rigida torsionalmente in grado di assorbire il momento flettente derivante dal sistema soletta più trasverso, che riportato nel sistema locale del corrente si trasforma in momento torcente; tuttavia la torsione della sezioni di impalcato risulta equilibrata dalla diversa configurazione che possono assumere gli stralli a seconda della posizione del carico eccentrico, ma si è scelto comunque di voler dare una propria rigidezza torsionale all'impalcato per una buona trasmissione degli sforzi tra i vari elementi. Nel seguito riportiamo una sezione del corrente:

CORRENTE



(le dimensioni sono espresse in millimetri)

E	fyk	ftk	Sezione (A)	Momenti di inerzia		Moduli di resistenza		Raggi di inerzia		Moduli di resistenza plastici	
				J _y	J _z	W _y	W _z	I _y	I _z	W _{ply}	W _{plz}
N/cm ²	N/mm ²	N/mm ²	mm ²	cm ⁴	cm ⁴	cm ³	cm ³	cm	cm	cm ³	cm ³
2,06·10 ⁷	350	500	56530	682235	119705	13007	5048	34,74	14,55	17623	7385

I correnti sono soggetti ad un notevole numero di sollecitazioni, dedotte dal programma SAP2000 e riportate nella tabella di seguito:

Nmax=	2850	KN
Nmin=	-3311	KN
M33 max=	1304	KNm
M33 min=	-1740	KNm

M22 max=	250	KNm
M22 min=	-241	KNm
TORSmax=	135	KNm
TORSmin=	-105	KNm
V2max=	264	KN
V2min=	-268	KN
V3max=	58	KN
V3min=	-63	KN

Si andranno quindi ad effettuare verifiche di resistenza a presso-tenso flessione e taglio e verifiche di stabilità a presso-flessione biassiale con svergolamento, in conformità a quanto prescritto nelle NTC 2008, prendendo in considerazione più combinazione di azioni in modo tale da massimizzare ogni volta una caratteristica della sollecitazione.

- Verifica di resistenza a taglio:

Le NTC 2008 prescrivono che in presenza di taglio si deve avere:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{C,Rd}} \leq 1 \quad \text{nel mio caso}$$

Dove:

$$V_{C,Rd} = \frac{A_{v,z} \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{M0}}$$

$$A_{v,y} = \frac{Ah}{b+h} \text{ per carico parallelo all'altezza del profilo}$$

$$A_{v,z} = \frac{Ab}{b+h} \text{ per carico parallelo alla base del profilo}$$

Dalla quale, note le caratteristiche nominali del materiale si determina la capacità resistente a taglio:

V _{ed22}	268	KN	A _{v,y}	0,0377	m ²	V _{ed} /V _{rd22}	0,04
V _{ed33}	63	KN	A _{v,z}	0,0249	m ²	V _{ed} /V _{rd33}	0,01

- Verifica di resistenza a presso flessione biassiale:

Si segue il punto §4.2.4.1.2 della Normativa. Se il taglio di calcolo V_{Ed} è inferiore alla metà della resistenza di calcolo a taglio V_{c,Rd}, la resistenza a flessione della sezione può essere calcolata con le formule per la tenso/presso flessione. In questo caso risulta proprio:

$$V_{Ed} < 0,5V_{c,Rd}$$

Per sezioni generiche di classe 1 e 2 soggette a presso o tenso flessione biassiale, la condizione di resistenza può essere valutata come:

$$\left(\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}}\right)^\beta \leq 1$$

Dove:

$$M_{N,y,Rd} = 1,33 M_{pl,y,Rd} (1 - n)$$

$$M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \frac{(1 - n)}{0,5 + \frac{h_t}{A}}$$

$$n = N_{Ed} / N_{pl,Rd}$$

$$\alpha = \beta = \frac{1,66}{1 - 1,13 n^2} \quad (EC3)$$

Le costanti $\alpha\beta$ possono essere assunte cautelativamente di valore e la verifica può essere condotta controllando che:

$$\left(\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}}\right) + \left(\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}}\right) \leq 1$$

I momenti resistenti plastici per sezioni di classe 1 valgono:

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}}$$

$$M_{pl,y,Rd} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}}$$

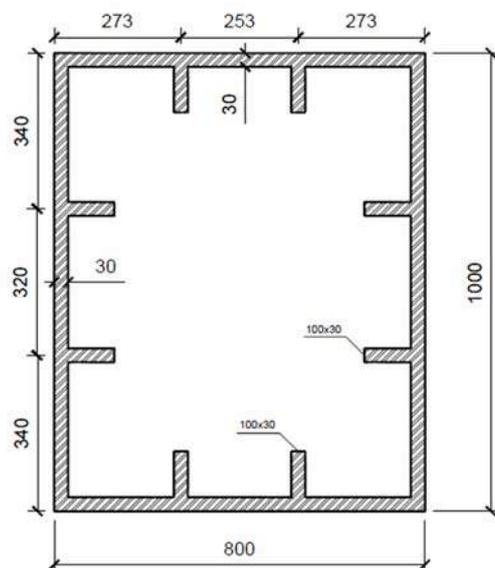
$$M_{pl,z,Rd} = \frac{W_{pl,z} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}}$$

Si riporta di seguito una tabella riassuntiva della verifica:

Comb.	$n = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}}$	α, β	$M_{N,y,Rd} = 1,33 M_{pl,y,Rd} (1 - n)$ [KNm]	$M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \frac{(1 - n)}{0,5 + \frac{h_t}{A}}$ [KNm]	Verifica
Envelope	0,17332917 9	1	5.950	2.497	0,39

4. ANTENNE

L'antenna è l'elemento portante principale che permette all'impalcato di essere sospeso grazie agli stralci. È inoltre un elemento a cui va dato un certo senso estetico, in quanto è dominante rispetto agli altri elementi componenti la passerella. Sulla base di considerazioni estetiche e strutturali si è scelto di avvalerci di sezioni tubolari di forma rettangolare con lato maggiore pari a 1000 mm e lato minore di 800 mm . Lo spessore è previsto costante pari a 30 mm con irrigidimenti interni del medesimo spessore, mentre il materiale costituente è acciaio S355. Si è scelto a favore di sicurezza di effettuare le verifiche di resistenza e stabilità considerando le combinazioni involuppo a *SLU* e *SLV*. Si riporta di seguito una figura della sezione resistente con relative caratteristiche meccaniche e sollecitazioni alla quale è cimentata.



(le dimensioni sono espresse in millimetri)

E	fyk	ftk	Sezione (A)	Momenti di inerzia		Moduli di resistenza		Raggi di inerzia		Moduli di resistenza plastici	
				Jy	Jz	Wy	Wz	Iy	Iz	Wply	Wplz
N/cm ²	N/mm ²	N/mm ²	mm ²	cm ⁴	cm ⁴	cm ³	cm ³	cm	cm	cm ³	cm ³
$2,10 \cdot 10^7$	355	510	128400	1790000	1240000	35800	30900	37,32	31,02	43500	30900

Tabella- Caratteristiche geometriche e di resistenza del profilo composto saldato.

	<i>SLU</i>	<i>SLV1-8</i>	<i>SLV9-17</i>	<i>SLV18-24</i>	
Nmax=	4800	2500	2420	2230	KN
M33 max=	4900	4766	6300	4100	KNm
M22 max=	990	1510	620	500	KNm
V2=	1345	1230	1550	1390	KN
V3=	325	490	206	180	KN

- Verifica di resistenza a taglio:

Le NTC 2008 prescrivono che in presenza di taglio si deve avere:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1 \quad \text{nel mio caso}$$

Dove:

$$V_{c,Rd} = \frac{A_{v,z} \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{M0}}$$

$$A_{v,y} = \frac{Ah}{b+h} \text{ per carico parallelo all'altezza del profilo}$$

$$A_{v,z} = \frac{Ab}{b+h} \text{ per carico parallelo alla base del profilo}$$

Dalla quale, note le caratteristiche nominali del materiale si determina la capacità resistente a taglio:

SLU	V _{ed22}	1345	KN	A _{v,y}	0,0655	m ²	V _{ed} /V _{rd22}	0,14
	V _{ed33}	325	KN	A _{v,z}	0,0558	m ²	V _{ed} /V _{rd33}	0,03
SLV1-8	V _{ed22}	1230	KN	A _{v,y}	0,0655	m ²	V _{ed} /V _{rd22}	0,13
	V _{ed33}	490	KN	A _{v,z}	0,0558	m ²	V _{ed} /V _{rd33}	0,05
SLV9-17	V _{ed22}	1550	KN	A _{v,y}	0,0655	m ²	V _{ed} /V _{rd22}	0,17
	V _{ed33}	206	KN	A _{v,z}	0,0558	m ²	V _{ed} /V _{rd33}	0,02
SLV18-24	V _{ed22}	1390	KN	A _{v,y}	0,0655	m ²	V _{ed} /V _{rd22}	0,15
	V _{ed33}	180	KN	A _{v,z}	0,0558	m ²	V _{ed} /V _{rd33}	0,02

- Verifica di resistenza a presso flessione biassiale:

Si segue il punto §4.2.4.1.2 della Normativa. Se il taglio di calcolo V_{Ed} è inferiore alla metà della resistenza di calcolo a taglio V_{c,Rd}, la resistenza a flessione della sezione può essere calcolata con le formule per la tenso/presso flessione. In questo caso risulta proprio:

$$V_{Ed} < 0,5V_{c,Rd}$$

Per sezioni generiche di classe 1 e 2 soggette a presso o tenso flessione biassiale, la condizione di resistenza può essere valutata come:

$$\left(\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right)^\beta \leq 1$$

Dove:

$$M_{N,y,Rd} = 1,33 M_{pl,y,Rd} (1 - n)$$

$$M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \frac{(1 - n)}{0,5 + \frac{h_t}{A}}$$

$$n = N_{Ed} / N_{pl,Rd}$$

$$\alpha = \beta = \frac{1,66}{1 - 1,13 n^2} \quad (EC3)$$

Le costanti $\alpha\beta$ possono essere assunte cautelativamente di valore e la verifica può essere condotta controllando che:

$$\left(\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right) + \left(\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right) \leq 1$$

I momenti resistenti plastici per sezioni di classe 1 valgono:

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}}$$

$$M_{pl,y,Rd} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}}$$

$$M_{pl,z,Rd} = \frac{W_{pl,z} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}}$$

Si riporta di seguito una tabella riassuntiva della verifica:

Comb.	$n = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}}$	α, β	$M_{N,y,Rd} = 1,33 M_{pl,y,Rd} (1 - n)$ [KNm]	$M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \frac{(1 - n)}{0,5 + \frac{h_t}{A}}$ [KNm]	Verifica
SLU	0,110569962	1	14.707	14.707	0,43
SLV1-8	0,057588522	1	14.707	14.707	0,47
SLV9-17	0,055745689	1	14.707	14.707	0,49
SLV18-24	0,051368961	1	14.707	14.707	0,33

- Verifica di stabilità a compressione:

Anche se il corretto modo di procedere necessiterebbe di un'analisi di Buckling, ai fini di questo lavoro la verifica di stabilità globale delle antenne è stata condotta in modo semplificato attraverso una verifica di stabilità per carico di punta, considerando che tali elementi sono assimilabili a mensole incastrate alla base e soggette prevalentemente a compressione. Si segue il punto §4.2.4.1.3 della Normativa del 14/01/08, controllando che siano soddisfatte le seguenti disequazioni:

$$s_y = \frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_y \cdot A \cdot f_{yk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

$$s_z = \frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_z \cdot A \cdot f_{yk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

χ_y e χ_z sono i fattori di riduzione della capacità portante a compressione per via dell'instabilità globale, i denominatori rappresentano proprio le resistenze di progetto a compressione per l'instabilità nei piani d'inflessione xz ed xy della membratura:

$$N_{b,Rd,y} = \frac{\chi_y \cdot A \cdot f_{yk}}{\gamma_{M1}}$$

$$N_{b,Rd,z} = \frac{\chi_z \cdot A \cdot f_{yk}}{\gamma_{M1}}$$

Il fattore di riduzione χ è funzione della snellezza adimensionale $\bar{\lambda}$:

$$\chi_y = \chi_z = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1$$

Dove con Φ si è indicato:

$$\Phi = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2]$$

Con:

α = fattore d'imperfezione dipendente dalla curva di d'instabilità connessa al particolare profilo

$\bar{\lambda}$ = snellezza adimensionale funzione del carico critico euleriano secondo la relazione:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_{yk}}{N_{cr}}}$$

Dove N_{cr} vale:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot J}{L^2}$$

I risultati sono sintetizzati in Tabella dove si riporta la massima azione assiale che interessa il profilo, con la relativa combinazione che la provoca, ed il parametro di controllo s:

Profilo	Piano inflessione	Comb.	L_o [m]	Ned [KN]	N_{cr} [KN]	$\bar{\lambda}$	ϕ	χ	$N_{b,Rd}$ [KN]	s
Antenna	x-z	SLU	63,4	4800	9230	2,22	3,46	0,16	7090	0,71
Antenna	x-y		54		8814	2,27	3,59	0,16	6807	
Antenna	x-z	SLV1-8	63,4	2500	9230	2,22	3,46	0,16	7090	0,37
Antenna	x-y		54		8814	2,27	3,59	0,16	6807	
Antenna	x-z	SLV9-17	63,4	2420	9230	2,22	3,46	0,16	7090	0,36
Antenna	x-y		54		8814	2,27	3,59	0,16	6807	
Antenna	x-z	SLV18-24	63,4	2230	9230	2,22	3,46	0,16	7090	0,33
Antenna	x-y		54		8814	2,27	3,59	0,16	6807	

- Limitazione della snellezza:

La normativa di riferimento (DM 14.01.08) consiglia di limitare la snellezza al valore di 200 per le membrature primarie. In questo caso, essendo:

$$\lambda_y = \frac{l_{0y}}{i_y}$$

$$\lambda_z = \frac{l_{0z}}{i_z}$$

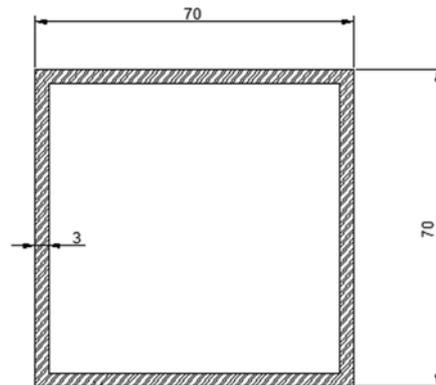
Si ottiene:

$\rho_z =$	0,3102	m	$\rho_y =$	0,3732	m
$l =$	27	m	$l =$	31,7	m
$\beta =$	2	mensola	$\beta =$	2	mensola
$l_o =$	54	m	$l_o =$	63,4	m
$\lambda_z =$	174,08		$\lambda_y =$	169,88	

4.1. Traversa di appoggio

La traversa unisce le due gambe delle antenne alla quota di imposta dell'impalcato in modo da formare per quest'ultimo la base di appoggio per gli apparecchi di vincolo e quindi il suo sostegno.

La sezione composta saldata è tubolare di forma quadrata di lato 700 mm e spessore costante pari a 30 mm mentre il materiale costituente è acciaio S355. Si è scelto a favore di sicurezza di effettuare le verifiche di resistenza considerando le combinazioni involuppo a SLU e SLV . Si riporta di seguito una figura della sezione resistente con relative caratteristiche meccaniche e sollecitazioni alla quale è cimentata.



(le dimensioni sono espresse in millimetri)

E	f_{yk}	f_{tk}	Sezione (A)	Momenti di inerzia		Moduli di resistenza		Raggi di inerzia		Moduli di resistenza plastici	
				J_y	J_z	W_y	W_z	I_y	I_z	W_{ply}	W_{plz}
N/cm ²	N/mm ²	N/mm ²	mm ²	cm ⁴	cm ⁴	cm ³	cm ³	cm	cm	cm ³	cm ³
$2,10 \cdot 10^7$	355	510	74400	535400	420000	15300	14000	26,82	23,76	18200	16300

Tabella - Caratteristiche geometriche e di resistenza del profilo composto saldato.

	SLU	SLV1-8	SLV9-17	SLV18-24	
Nmax=	350	598	270	250	KN
M33 max=	1100	911	510	486	KNm
M22 max=	1250	787	908	607	KNm
V2=	810	658	506	451	KN
V3=	1050	1090	1403	954	KN

- Verifica di resistenza a taglio:

Le NTC 2008 prescrivono che in presenza di taglio si deve avere:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{C,Rd}} \leq 1 \quad \text{nel mio caso}$$

Dove:

$$V_{c,Rd} = \frac{A_{v,z} \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{M0}}$$

$$A_{v,y} = \frac{Ah}{b+h} \text{ per carico parallelo all'altezza del profilo}$$

$$A_{v,z} = \frac{Ab}{b+h} \text{ per carico parallelo alla base del profilo}$$

Dalla quale, note le caratteristiche nominali del materiale si determina la capacità resistente a taglio:

SLU	V _{ed22}	810	KN	A _{v,y}	0,042	m ²	V _{ed} /V _{rd22}	0,09
	V _{ed33}	1050	KN	A _{v,z}	0,036	m ²	V _{ed} /V _{rd33}	0,11
SLV1-8	V _{ed22}	658	KN	A _{v,y}	0,042	m ²	V _{ed} /V _{rd22}	0,07
	V _{ed33}	1090	KN	A _{v,z}	0,036	m ²	V _{ed} /V _{rd33}	0,12
SLV9-17	V _{ed22}	506	KN	A _{v,y}	0,042	m ²	V _{ed} /V _{rd22}	0,05
	V _{ed33}	1403	KN	A _{v,z}	0,036	m ²	V _{ed} /V _{rd33}	0,15
SLV18-24	V _{ed22}	451	KN	A _{v,y}	0,042	m ²	V _{ed} /V _{rd22}	0,05
	V _{ed33}	954	KN	A _{v,z}	0,036	m ²	V _{ed} /V _{rd33}	0,10

- Verifica di resistenza a presso flessione biassiale:

Si segue il punto §4.2.4.1.2 della Normativa. Se il taglio di calcolo V_{Ed} è inferiore alla metà della resistenza di calcolo a taglio V_{c,Rd}, la resistenza a flessione della sezione può essere calcolata con le formule per la tenso/presso flessione. In questo caso risulta proprio:

$$V_{Ed} < 0,5V_{c,Rd}$$

Per sezioni generiche di classe 1 e 2 soggette a presso o tenso flessione biassiale, la condizione di resistenza può essere valutata come:

$$\left(\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right)^\beta \leq 1$$

Dove:

$$M_{N,y,Rd} = 1,33 M_{pl,y,Rd} (1 - n)$$

$$M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \frac{(1 - n)}{0,5 + \frac{h_t}{A}}$$

$$n = N_{Ed} / N_{pl,Rd}$$

$$\alpha = \beta = \frac{1,66}{1 - 1,13 n^2} \quad (EC3)$$

Le costanti $\alpha\beta$ possono essere assunte cautelativamente di valore e la verifica può essere condotta controllando che:

$$\left(\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right) + \left(\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right) \leq 1$$

I momenti resistenti plastici per sezioni di classe 1 valgono:

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}}$$

$$M_{pl,y,Rd} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}}$$

$$M_{pl,z,Rd} = \frac{W_{pl,z} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}}$$

Si riporta di seguito una tabella riassuntiva della verifica:

Comb.	$n = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}}$	α, β	$M_{N,y,Rd} = 1,33 M_{pl,y,Rd} (1 - n)$ [KNm]	$M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \frac{(1 - n)}{0,5 + \frac{h_t}{A}}$ [KNm]	Verifica
SLU	0,01391413	1	6.153	5.511	0,11
SLV1-8	0,023773285	1	6.153	5.511	0,12
SLV9-17	0,010733757	1	6.153	5.511	0,15
SLV18-24	0,009938664	1	6.153	5.511	0,10

5. COLLEGAMENTI

5.1. Collegamento trasverso-traverso

Per facilitare il montaggio è previsto un collegamento bullonato a completo ripristino in corrispondenza della mezzeria di ciascun traverso IPE 360. I vari conci di traverso, di lunghezza pari a 1920 mm , vengono, infatti, saldati inizialmente ai correnti longitudinali e successivamente uniti in corrispondenza della mezzeria, sfruttando il giunto bullonato a completo ripristino.

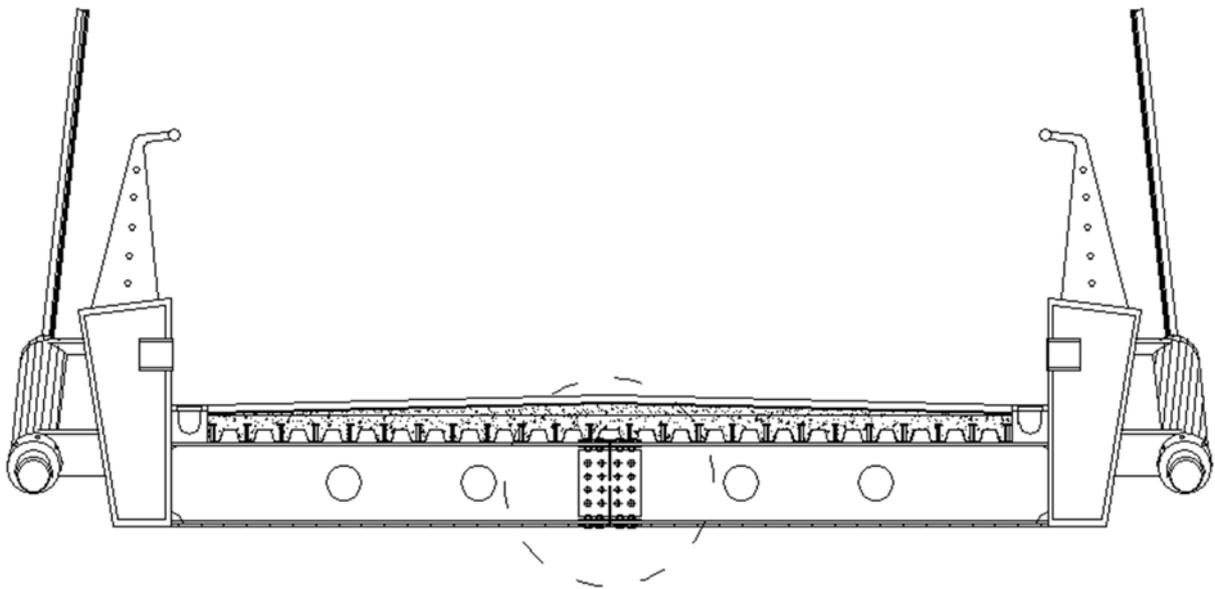


Figura 5.1–Giunto trasverso impalcato.

Il giunto in esame è stato realizzato con 2 coprigiunti di ala e d'anima in acciaio S355 imbullonati in opera con bulloni M20 ad alta resistenza (classe 10.9).

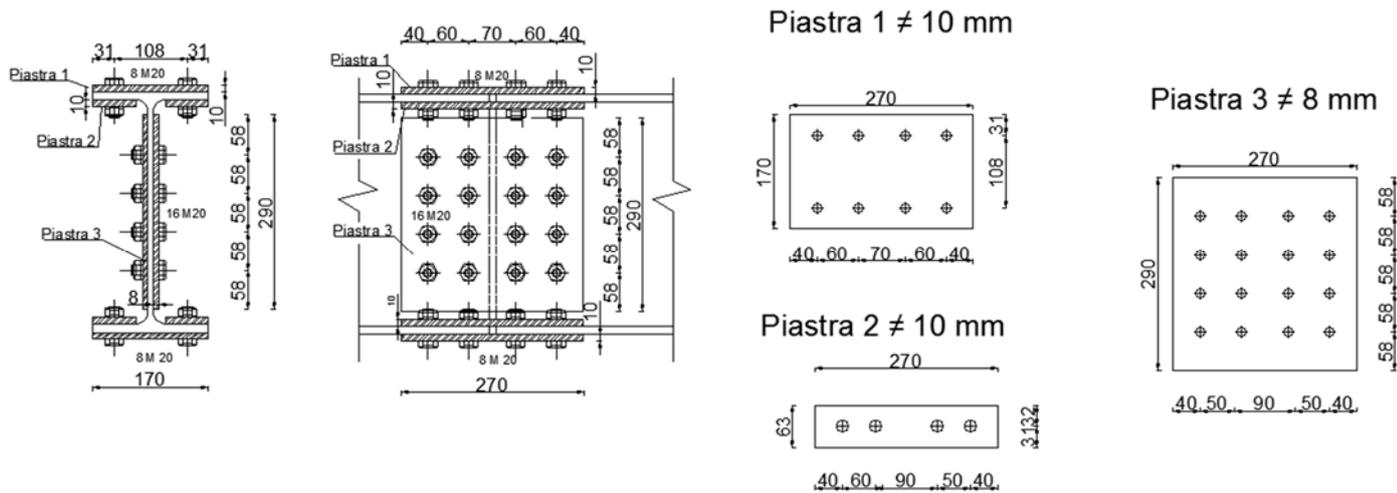


Figura 5.2–Dettaglio giunto.

Riportiamo di seguito una tabella riassuntiva delle caratteristiche dei bulloni e dei coprigiunti che caratterizzano l'unione bullonata in esame e delle verifiche.

Coprigiunto alla superiore		
Spessore alla superiore	t_s	12,7 [mm]
Larghezza alla superiore	l_s	170 [mm]
Dimensionamento		
Forza massima di trazione	$F = f_{yd} \cdot A_{net} =$	549,607619 [kN]
Numero di bulloni	$n_b = F / (A_{res} \cdot f_{v,Rd}) =$	5,608241011 [kN]

Bulloni			
Numero totale di bulloni	n_b	8	[-]
Area della sezione filettata del gambo	A_{res}	245	[mm ²]
Diametro del gambo	d	20	[mm]
Diametro del foro	d_0	21	[mm]
Valore di snervamento dell'acciaio	f_{yb}	900	[MPa]
Valore di rottura dell'acciaio	f_{tb}	1000	[MPa]
Tensione di progetto a taglio	$f_{v,Rd}$	400	[MPa]

Coprigiunto superiore				
Lunghezza	h_p	270	[mm]	
Larghezza	b_p	170	[mm]	
Spessore	t_p	10	[mm]	
Acciaio	S355 (Fe510)			
Valore di snervamento dell'acciaio	f_{yk}	355	[MPa]	
Valore di rottura dell'acciaio	f_{tk}	510	[MPa]	
Numero di righe orizzontali di bulloni	n_1	2	[-]	
Distanza dal bordo superiore	e_1	31	[mm]	OK
Passo dei bulloni	p_1	108	[mm]	OK
Distanza dal bordo inferiore	e'_1	31	[mm]	OK
Numero di colonne verticali di bulloni	n_2	4	[-]	
Distanza dal bordo laterale della piastra	e_2	40	[mm]	OK
Distanza dal bordo laterale della piastra	$e_{2,c}$	40	[mm]	OK
Passo dei bulloni	p_2	60	[mm]	OK

Coprigiunto alla inferiore		
Spessore ala inferiore	t_i	12,7 [mm]
Larghezza ala inferiore	l_i	170 [mm]
Dimensionamento		
Forza massima di trazione	$F = f_{yd} \cdot A_{net} =$	549,607619 [kN]
Numero di bulloni	$n_b = F / (A_{res} \cdot f_{v,Rd}) =$	5,608241011 [kN]

Bulloni				M20
Numero totale di bulloni	n_b	8	[-]	Cl.10.9
Area della sezione filettata del gambo	A_{res}	245	[mm ²]	
Diametro del gambo	d	20	[mm]	
Diametro del foro	d_0	21	[mm]	
Valore di snervamento dell'acciaio	f_{yb}	900	[MPa]	
Valore di rottura dell'acciaio	f_{tb}	1000	[MPa]	
Tensione di progetto a taglio	$f_{v,Rd}$	400	[MPa]	

Coprigiunto inferiore				
Lunghezza	h_p	270	[mm]	
Larghezza	b_p	170	[mm]	
Spessore	t_p	10	[mm]	
Acciaio	S355 (Fe510)			
Valore di snervamento dell'acciaio	f_{yk}	355	[MPa]	
Valore di rottura dell'acciaio	f_{tk}	510	[MPa]	
Numero di righe orizzontali di bulloni	n_1	2	[-]	
Distanza dal bordo superiore	e_1	31	[mm]	OK
Passo dei bulloni	p_1	108	[mm]	OK
Distanza dal bordo inferiore	e'_1	31	[mm]	OK
Numero di colonne verticali di bulloni	n_2	4	[-]	
Distanza dal bordo laterale della piastra	e_2	40	[mm]	OK
Distanza dal bordo laterale della piastra	$e_{2,c}$	40	[mm]	OK
Passo dei bulloni	p_2	60	[mm]	OK

Coprigiunto anima

Spessore anima	t_w	8	[mm]
Altezza anima	l_w	298,6	[mm]

Dimensionamento

Forza massima di taglio	$V = f_{yd} \cdot A_v / \text{RADQ}(3) =$	522,5096916	[kN]
Numero di bulloni	$n_b = F / (A_{res} \cdot f_{v,Rd}) =$	5,331731547	[kN]
Spessore coprigiunto	$t_p = t_w \cdot l_w^3 / (2 \cdot h_p^3) =$	6,143895319	[mm]

Bulloni				M20
Numero totale di bulloni	n_b	16	[-]	Cl.10.9
Area della sezione filettata del gambo	A_{res}	245	[mm ²]	
Diametro del gambo	d	20	[mm]	
Diametro del foro	d_0	21	[mm]	
Valore di snervamento dell'acciaio	f_{yb}	900	[MPa]	
Valore di rottura dell'acciaio	f_{tb}	1000	[MPa]	
Tensione di progetto a taglio	$f_{v,Rd}$	400	[MPa]	

Coprigiunto anima				
Altezza	h_p	290	[mm]	
Larghezza	b_p	270	[mm]	
Spessore	t_p	8	[mm]	
	S355			
Acciaio	(Fe510)			
Valore di snervamento dell'acciaio	f_{yk}	355	[MPa]	
Valore di rottura dell'acciaio	f_{tk}	510	[MPa]	
Numero di righe orizzontali di bulloni	n_1	4	[-]	
Distanza dal bordo superiore	e_1	58	[mm]	OK
Passo dei bulloni	p_1	58	[mm]	OK
Distanza dal bordo inferiore	e'_1	58	[mm]	OK
Numero di colonne verticali di bulloni	n_2	4	[-]	
Distanza dal bordo laterale della piastra	e_2	40	[mm]	OK
Distanza dal bordo laterale della piastra	$e_{2,c}$	40	[mm]	OK
Passo dei bulloni	p_2	60	[mm]	OK

5.2. Collegamento corrente-traverso

I giunti tra il corrente longitudinale ed il traverso sono previsti non bullonati ma saldati a completa penetrazione in officina, in modo da ripristinare la continuità strutturale tra gli elementi. Si riporta una figura di tale giunto.

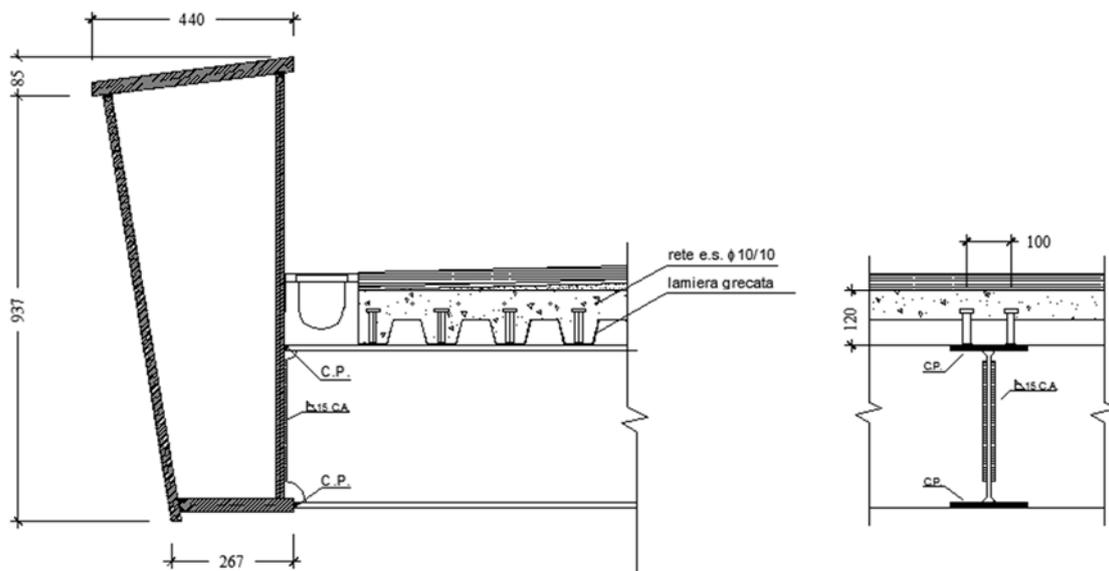


Figura 5.3–Dettaglio giunto traverso-traverso standard.

Per quanto riguarda i traversi che si trovano in corrispondenza del collegamento tra corrente e stralli di sostegno si adottano irrigidimenti interni a taglio, mentre per quelli esattamente in asse al tubolare di contrasto si prevedono monconi di lamiera saldati internamente alle travi longitudinali e collegati con doppi coprigiunti di anima e di ala a completo ripristino di resistenza.

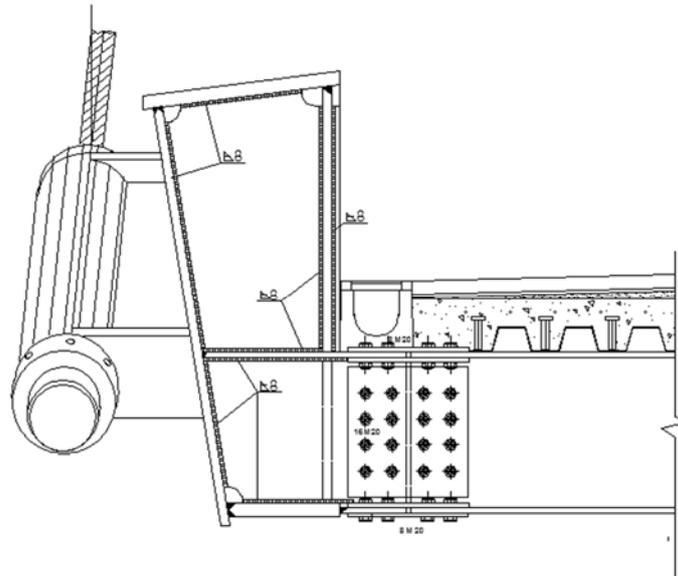


Figura 5.4–Dettaglio giunto traverso-traverso in corrispondenza del collegamento con gli stralli.

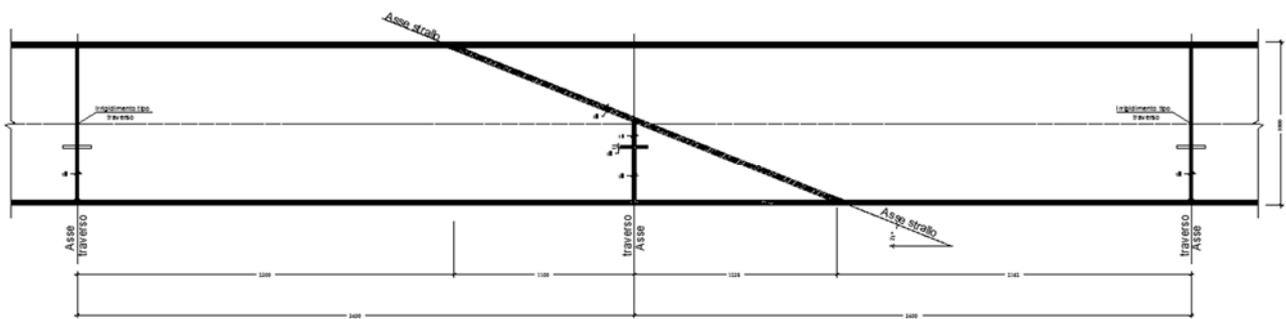


Figura 5.5–Dettaglio irrigidimenti traverso in corrispondenza del collegamento con gli stralli.

5.3. Collegamento strallo-impalcato

Il collegamento tra gli stralli e l'impalcato è stato effettuato attraverso dei tubi di contrasto di dimensioni variabili in base alla dimensione dello strallo, ai quali viene saldata una mensola di sostegno con forma a doppio T e spessore costante pari a 30 mm che permette l'attacco tra tale tubodi contrasto ed il corrente. Si riporta in seguito una vista di tale collegamento.

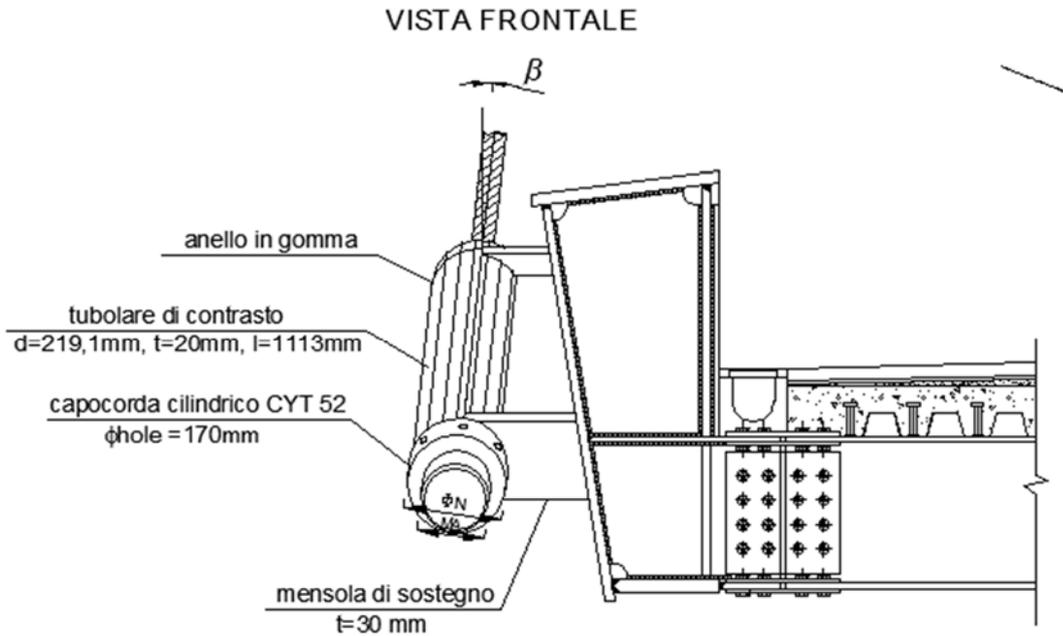
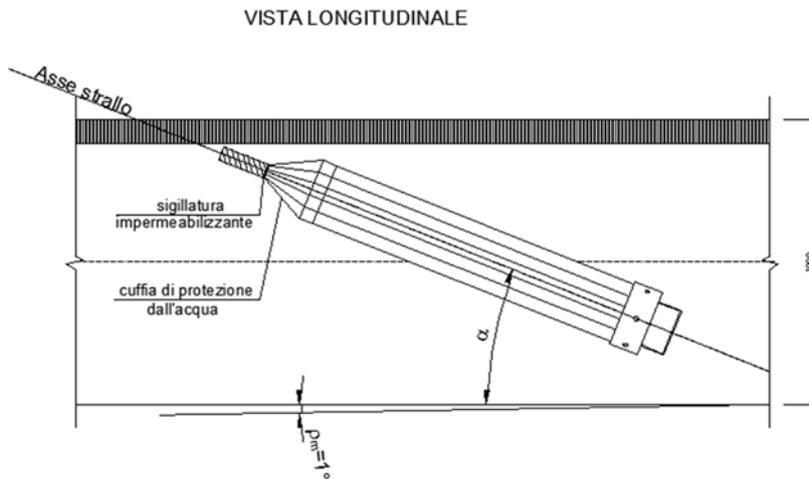


Figura 5.6–Dettaglio collegamento strallo-impalcato.



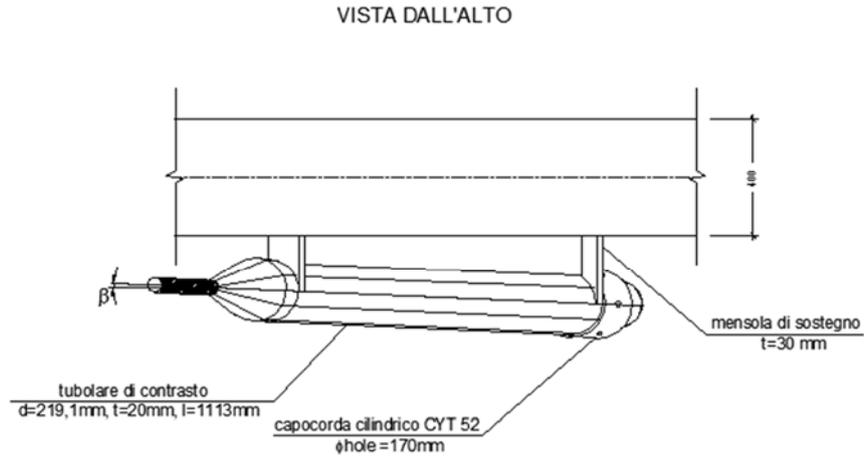


Figura 5.7–Vistecollegamento strallo-impalcato.

Per il dimensionamento e la verifica dei tubi di contrasto si considera un collegamento a completo ripristino di resistenza assegnando a questi ultimi la forza di rottura dello strallo corrispondente.

Verifica tubolare contrasto-compl.ripristino										
STRALLO	Ø	Fu,k	Att.Redaeli	MA	ØN	Øtubo	t tubo	A tubo	σ tubo	f _{yd}
n°	[mm]	[KN]	[tipo]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
rampa	52	2.570	CYT52	165	235	219,1	20	12509,82	205,4386	<338
campata 1	52	2.570	CYT52	165	235	219,1	20	12509,82	205,4386	<338
campata 2	52	2.570	CYT52	165	235	219,1	20	12509,82	205,4386	<338
campata 3	52	2.570	CYT52	165	235	219,1	20	12509,82	205,4386	<338

5.4. Collegamento strallo-antenna

Il collegamento tra gli stralli e l'antenna viene effettuato tramite capocorda a forcella della Redaelli installati sui piatti saldati a completa penetrazione in officina in testa all'antenna, in modo da giungere in cantiere già predisposti sul concio corrispondente. Dato che il sistema di sospensione è su due piani obliqui, le piastre di collegamento saranno indipendenti per ogni coppia di stralli in modo da realizzare l'angolo di deviazione richiesto. Si riporta in seguito una vista di tale particolare.

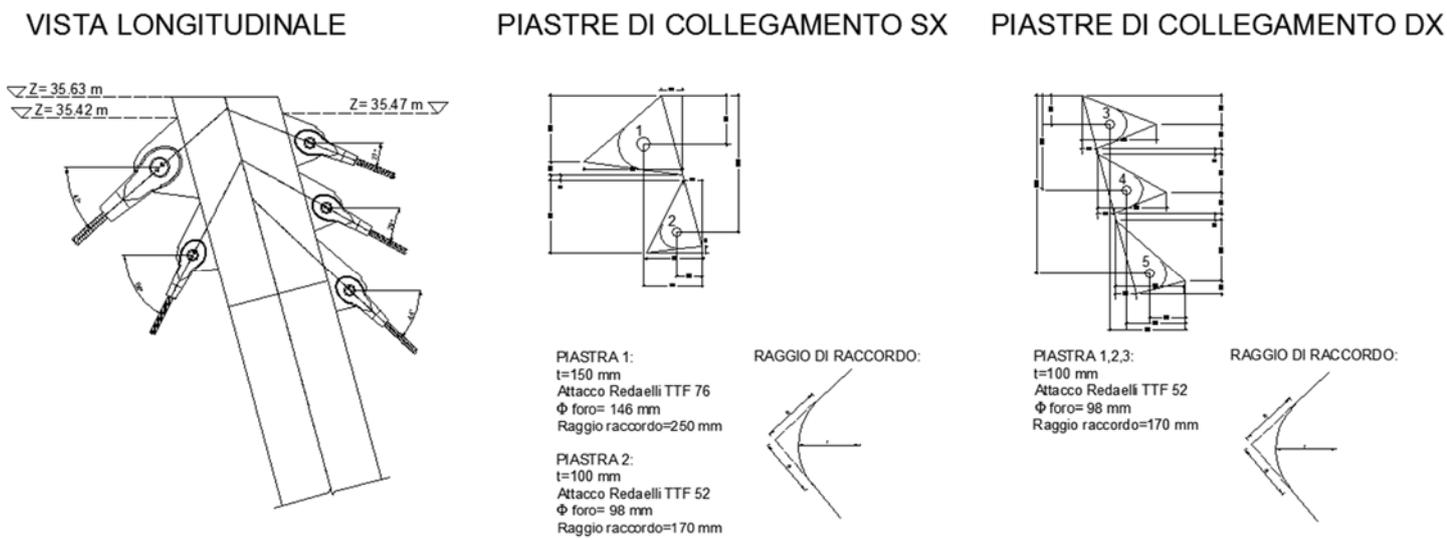


Figura 5.8–Dettaglio collegamento strallo-antenna.

5.5. Collegamento strallo di ormeggio

Lo strallo di riva riveste nei sistemi a ventaglio grande importanza in quanto da esso dipende la stabilità dell'intera struttura. Per tali motivi, ai fini di un dimensionamento del collegamento tra lo strallo e il contrappeso in calcestruzzo armato, si decide di affidare ai tirafondi lo sforzo di rottura del cavo, realizzando una connessione a completo ripristino di resistenza. Quest'ultima viene realizzata attraverso una piastra in acciaio di 100 mm di spessore irrigidita da nervature trasversali di spessore 50 mm e connessa al blocco di calcestruzzo mediante 8 tirafondi M36 classe 10.9.

Si riporta in figura la geometria del giunto.

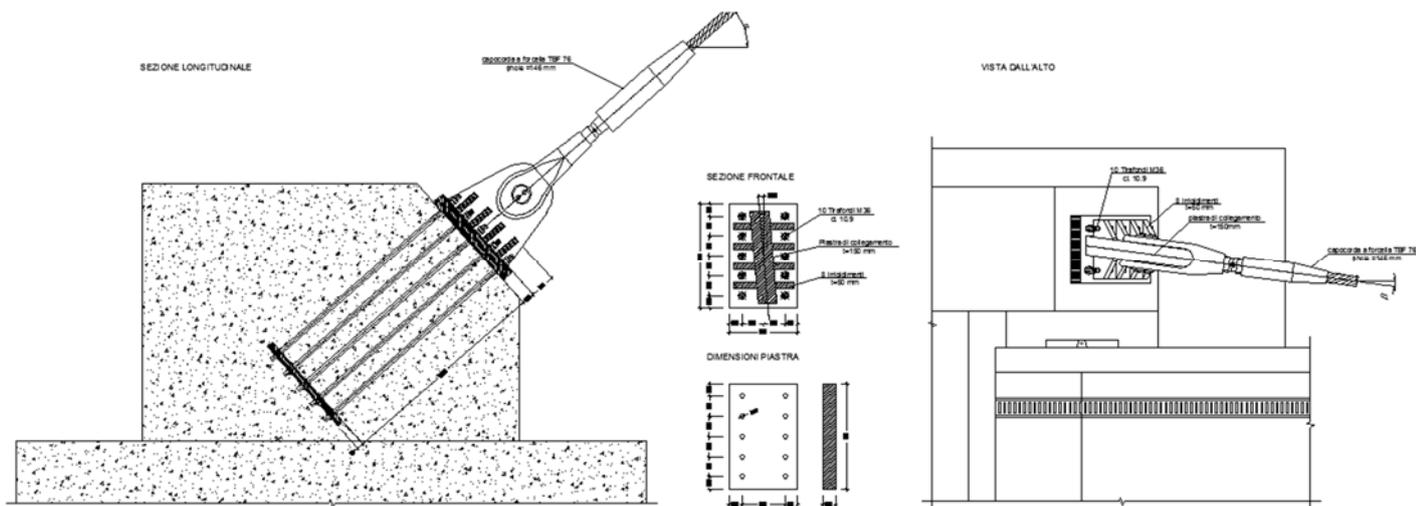


Figura 5.9–Dettaglio collegamento strallo di ormeggio.

Coll. Strallo ormeggio-compl.ripristino								
STRALLO	Ø	F _{u,k}	Att.Redelli	f _{yb}	A _{min}	A M36	N° tir.	A tir.
n°	[mm]	[KN]	[tipo]	[N/mm ²]	[mm ²]	[mm ²]	[n°]	[mm ²]
riva	76	5325	TFB76	720	7400	817	10	8170

Per impedire lo sfilamento del tirafondo dal blocco di calcestruzzo è necessario che esso sia annegato nel conglomerato cementizio per una lunghezza tale da consentire la trasmissione al calcestruzzo dell'intera forza di trazione esercitata sul tirafondo stesso. I tirafondi ,annegati nel getto, trasferiscono il tiro al calcestruzzo mediante tensioni di aderenza lungo la loro lunghezza di infissione, per aumentare il grado di ancoraggio inoltre verrà disposto, fuori calcolo e a presidio di resistenza, una traversa in acciaio di 50 mm di spessore. I valori da assumere per la tensione tangenziale ultima di aderenza sono:

$$f_{bd} = \frac{f_{bk}}{\gamma_c}$$

Dove:

$$f_{bk} = 0,32 \cdot \sqrt{R_{ck}} \quad \text{barre lisce}$$

$$f_{bk} = 2,25 \cdot \eta \cdot f_{ctk} \quad \text{barre ad aderenza migliorata}$$

In cui:

$$\eta = 1,0 \text{ per barre di diametro } \phi \leq 32 \text{ mm}$$

$$\eta = (132 - \phi)/100 \text{ per barre di diametro superiore.}$$

$$f_{ctk} = 0,7 f_{ctm} \text{ con } f_{ctm} = 0,3(f_{ck})^{2/3}$$

Nel caso in esame, utilizzando un calcestruzzo C32/40 risulta:

$$f_{ctm} = 3,02 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{ctk} = 2,12 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{bk} = 2,25 \cdot 0,96 \cdot 2,12 = 4,6 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{bd} = \frac{4,6}{1,5} = 3,1 \frac{N}{mm^2}$$

Lo sforzo massimo di trazione che può sopportare il tirafondo è pari a:

$$F_{t,Rd} = \frac{0,9 \cdot f_{tb} \cdot A_{res}}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 \cdot 1000 \cdot 817}{1,25} = 588,2 \text{ KN}$$

Da cui è possibile calcolare la lunghezza di ancoraggio del tirafondo:

$$l_b = \frac{F_{t,Rd}}{\pi \cdot \phi \cdot f_{bd}} = \frac{588,2 \cdot 10^3}{\pi \cdot 36 \cdot 3,1} = 1678 \text{ mm}$$

In definitiva, a favore di sicurezza, si impiegano tirafondi M36 classe 10.9 di lunghezza pari a:

$$l_b = 1700 \text{ mm}$$

6. FONDAZIONI SPALLE

Le fondazioni delle spalle sono del tipo profondo su pali di grosso diametro; esse devono essere dimensionate in modo da resistere ai carichi, molto elevati, trasmessi dalla sovrastruttura. La fondazione sarà così composta da una zattera di notevole spessore, tale da potere essere considerata infinitamente rigida, su cui si attestano i pali di grosso diametro disposti in modo tale che il baricentro della zattera coincida con quello della palificata, evitando così dissimmetrie di carico che potrebbero provocare nel tempo cedimenti differenziali.

6.1. Calcolo e verifica dei pali

La fondazione delle spalle è composta da una zattera di spessore 1,5 m su cui si attestano 6 pali di diametro 0,8 m e lunghezza pari a 30 m, disposti su 3 file.

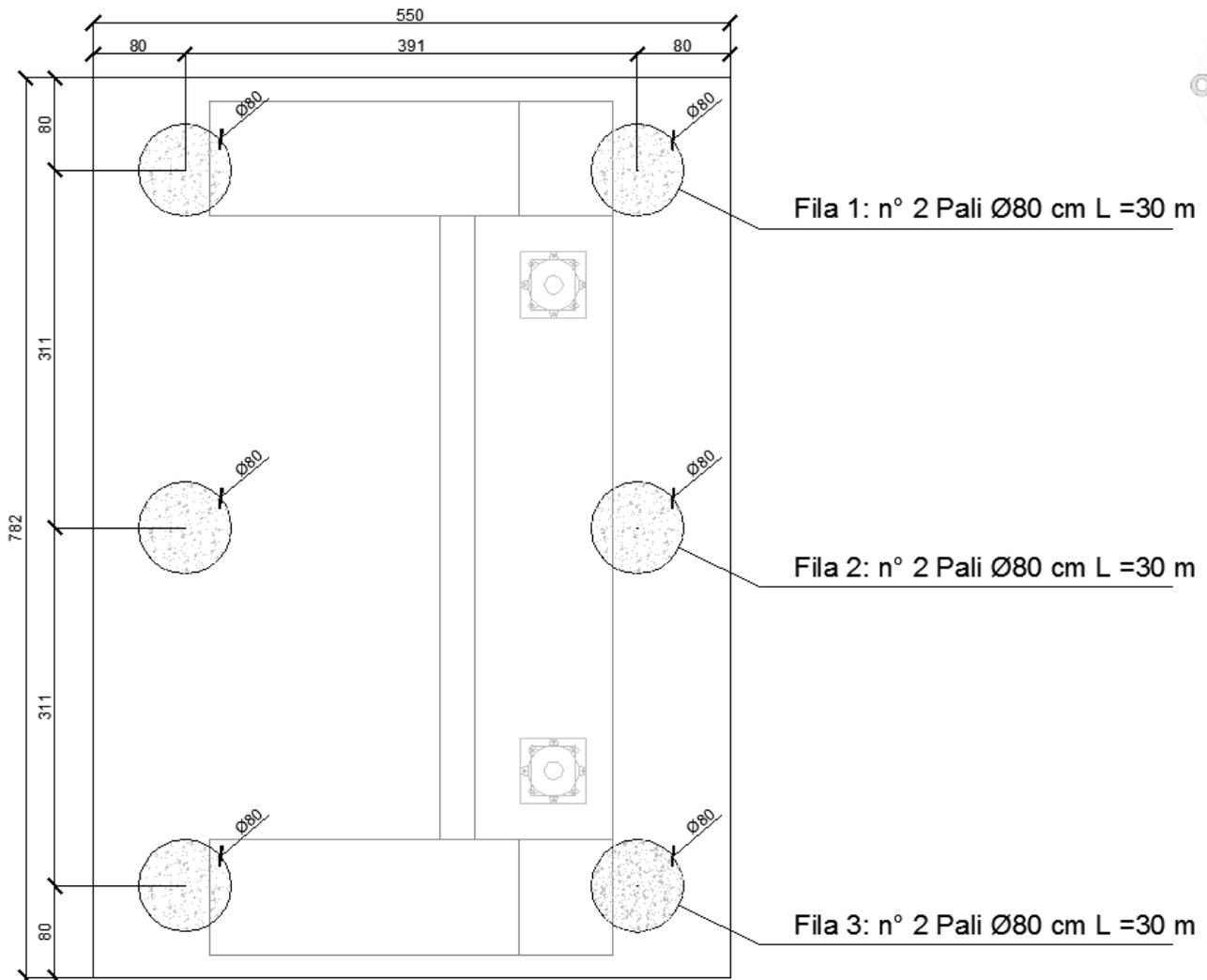


Figura 6.1–Pianta Palificata Spalle.

Le reazioni da trasmettere in fondazione sono le seguenti:

- Reazioni degli appoggi dell'impalcato;
- Spinta dovuta al sovraccarico permanente S_q ;

$$S_q = K_a \cdot q \cdot h_p \quad (q = 5 \text{ KN/m}^2)$$

- Peso proprio della spalla e della zattera G1;
- Si ottengono i seguenti valori:

Reazioni spalle- Env. SLU	Spalle (kN)	strallo riva (kN)
Nx=	85	117
Ny=	0	-1524
Nz=	295	-1280

Spalla	
<i>contrappeso</i>	
b=	2,7 m
l=	1 m
h=	2,05 m
V=	5,5 m ³
<i>muro frontale</i>	
b=	1,5 m
l=	5,42 m
h=	0,8 m
V=	6,5 m ³
tot.	12,0 m ³

Zattera	
b=	7,82 m
l=	5 m
h=	1,5 m
V=	58,7 m ³

Pesi propri elementi fondazione	
Nz,spalla	301,0 KN
Nz,zattera	1.466,3 KN

1.767,2 tot

(1750 tiro permanenti)

Spinta sovrastruttura

tergoparaghiaia

hp=	3 m
q=	5 KN/m ²
Ka=	0,398102
Sq=	6,0 KN/m*1/m
Mx=	48,5 KNm

Note le azioni verticali ed i momenti agenti in fondazione è possibile risalire agli sforzi sui singolipali N_i facendo l'ipotesi che la zattera di fondazione, dato il cospicuo spessore, sia schematizzabile come infinitamente rigida ed i pali si comportino come elementi elastici con rigidezza estensione EA . Sulla base di queste ipotesi, considerando i momenti di trasporto generati per riportare le forze dalla base superiore a quella inferiore della zattera, nonché l'incremento di sforzo assiali dovuto al peso proprio di quest'ultima, si ricava che lo sforzo N_i sull'i-esimo palo vale:

$$N_i = \frac{N_{tot.}}{n_p} + M_{x,tot} \cdot \frac{y_i}{\sum_i y_i^2} + M_{y,tot} \cdot \frac{x_i}{\sum_i x_i^2}$$

Saranno inoltre soggetti ad una forza orizzontale H_i in sommità pari a:

$$H_i = \frac{(V_{yTOT}^2 + V_{xTOT}^2)^{0,5}}{n_p}$$

Si ottengono sulla base inferiore della zattera, considerando le condizioni che provocano $N_{i,min}$ e $N_{i,max}$ accompagnati dal massimo impegno flessionale, le seguenti sollecitazioni:

Sforzi base zattera			
	N min	N max	
$N_{tot} =$	-233	1.842	KN
$M_{x,tot} =$	9.601	0	KNm
$M_{y,tot} =$	0	0	KNm
$V_{x,tot} =$	384	150	KN
$V_{y,tot} =$	-3.048	0	KN

E gli sforzi nei pali:

Sforzi nei pali			
n=	6		
x1=	3,1	m	y1= -1,955 m
x2=	0	m	y2= -1,955 m
x3=	-3,1	m	y3= -1,955 m
x4=	3,1	m	y4= 1,955 m
x5=	0	m	y5= 1,955 m
x6=	-3,1	m	y6= 1,955 m

	Nmin	Nmax	
N1=	-857	307	KN
N2=	-857	307	KN

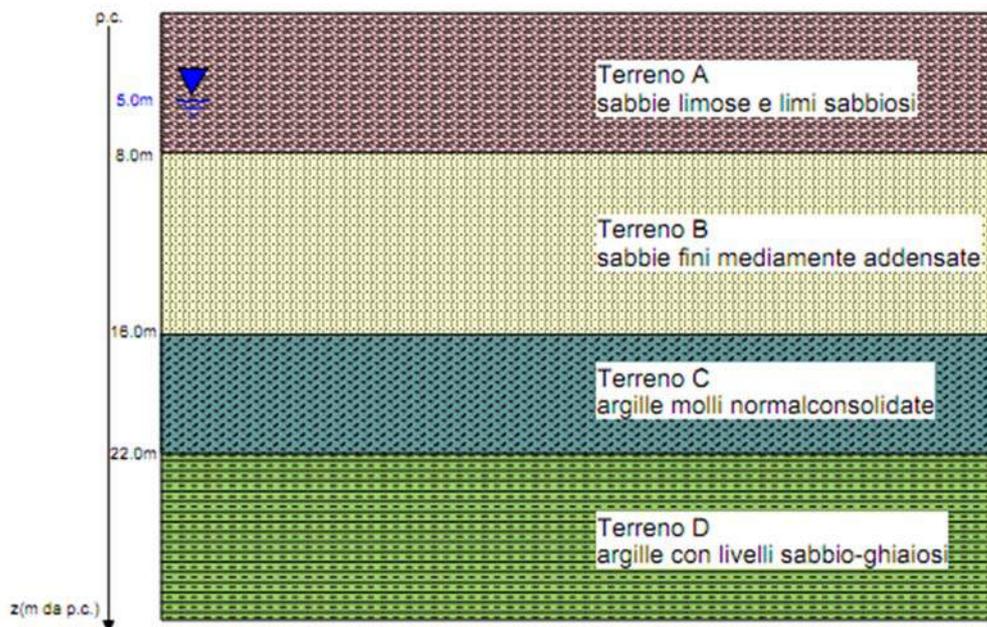
N3=	-857	307	KN
N4=	780	307	KN
N5=	780	307	KN
N6=	780	307	KN
V=	512	25	KN

I pali di fondazione devono essere verificati allo *SLU* per la portata limite verticale ed orizzontale; si decide pertanto di eseguire l'approccio 2 con coefficienti Parziali A1+M1+R3.

6.1.1. Verifica portata limite verticale

La portata limite verticale N_{Rd} è data dalla somma della portata di base N_b e della portata per attrito laterale N_l che si determinano in base alla stratigrafia di progetto e alle caratteristiche geotecniche del terreno riassunte nelle seguenti tabelle.

$$N_{Rd} = N_b + N_l$$



Terreno	γ kN/m ³	D_R %	OCR -	c' kPa	ϕ' °	c_u kPa	$E'_{(25\%)}$ MPa	E_{ed} MPa	E_u MPa
A	18-19	-	-	0+5	24+27	-	5+10	5.5	-
B	18.0-19.5	55	-	0	30+32	-	12+15	-	-
C	17.5-18.0	-	1	0	26+29	20+30	-	4.5	2+4
D	19.0	55	-	10	30+32	100+120	15	6.0	20+30

Figura 6.2–Caratteristiche geotecniche del terreno.

La portata di punta N_b si ricava dalla seguente formula:

$$N_b = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot p$$

In cui D è il diametro del palo e p è la resistenza unitaria alla punta che può essere calcolata come segue:

$$\text{terreni coesivi} \rightarrow \text{cond. non drenate} \rightarrow p = N_c \cdot c_u + \sigma_{v0} \quad (N_c = 9)$$

$$\text{terreni incoerenti} \rightarrow \text{cond. drenate} \rightarrow p = N_c \cdot c + N_q \cdot \sigma'_{v0}$$

Dove:

$$N_q = e^{\pi \cdot \tan \varphi} \cdot \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi$$

La portata per attrito laterale N_l si ricava invece come:

$$N_l = \pi \cdot D \cdot \sum_i s_i \cdot h_i$$

Nella quale h_i è l'altezza dell' i -esimo strato di terreno e s_i è la resistenza unitaria laterale del tratto considerato che può essere assunta come:

$$\text{terreni coesivi} \rightarrow \text{cond. non drenate} \rightarrow s = \alpha \cdot c_u \quad (\alpha = 0,8 \text{ per pali trivellati})$$

$$\text{terreni incoerenti} \rightarrow \text{cond. drenate} \rightarrow s = K \cdot \sigma'_{v0} \cdot \tan \varphi'$$

Dove:

$$K = 1 - \tan \varphi' \rightarrow \text{terreni NC}$$

$$K = (1 - \tan \varphi') \sqrt{OCR} \rightarrow \text{terreni OC}$$

Le resistenze così ottenute andranno ridotte con i coeff. Parziali γ_R gruppo R3 definiti nella tabella 6.4.II delle NTC 2008:

Tabella 6.4.II – Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche.

Resistenza	Simbolo	Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
		(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)
Base	γ_b	1,0	1,45	1,15	1,0	1,7	1,35	1,0	1,6	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15
Totale (*)	γ_t	1,0	1,45	1,15	1,0	1,6	1,30	1,0	1,55	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25

(*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

Infine per tenere conto dell'effetto gruppo dei pali si applicherà un ulteriore coefficiente riduttivo pari a:

$$r = 1 - \frac{C}{90} \cdot \left[\frac{(n_y - 1)n_x + (n_x - 1)n_y}{n_p} \right]$$

Dove n_x e n_y sono i numeri delle file di pali nelle due direzioni e $C = \arctg\left(\frac{D}{i}\right)$ in gradi.

Si riportano nelle seguenti tabelle i risultati ottenuti:

Terreno	γ	γ_{sat}	c'	ϕ'	ϕ'	C_u
	KN/m^3	KN/m^3	Kpa	$^\circ$	rad	Kpa
A	19	29	5	26	0,453786	\
B	19,5	29,5	0	31	0,541052	\
C	18	28	0	28	0,488692	25
D	19	29	10	31	0,541052	110

Nq	Nc
11,9	22,3
20,6	32,7
14,7	25,8
20,6	32,7

z	σ'_{v0}	u	σ'_{v0}
m	KN/m^2	KN/m^2	KN/m^2
0	0	0	0
5	95	0	95
8	152	30	122
16	308	110	198
22	416	170	246
30	568	250	318

— Portata di base:

terreno	Condizioni
incoerente	D.
coesivo	N.D.

$p = \begin{matrix} 0,0 \\ 0,0 \end{matrix} KN/m^2$

ϕ_{palo}	A_{palo}	γ_r	$R_{d,p}$
[m]	[m ²]		[KN]
0,8	0,502655	1,35	0
0,8	0,502655	1,35	0

— Portata laterale:

Condizioni drenate:

Strato	\varnothing palo	hi	$\sigma'_{v0, medio}$	tg ϕ'	K	Ql,i				
	[m]	[m]	KN/m ²	rad	-	[KN]				
A	0,8	8	76	0,487733	0,561629	418,5763				
B	0,8	8	160	0,600861	0,484962	937,4135				
C	0,8	6	222	0,531709	0,530528	944,3372	Yr	Rd,l		
D	0,8	8	282	0,600861	0,484962	1652,191		[KN]		
						30	$\Sigma Q_{l,i} =$	3.953	1,25	3.162

Condizioni non drenate:

Strato	\varnothing palo	hi	α	Cu	Ql,i					
	[m]	[m]	trivellati	kpa	[KN]					
A	0,8	8	0,8	0	0					
B	0,8	8	0,8	0	0					
C	0,8	6	0,8	25	301,5929	Yr	Rd,l			
D	0,8	8	0,8	110	1769,345		[KN]			
						30	$\Sigma Q_{l,i} =$	2.071	1,25	1.657

— Effetto gruppo:

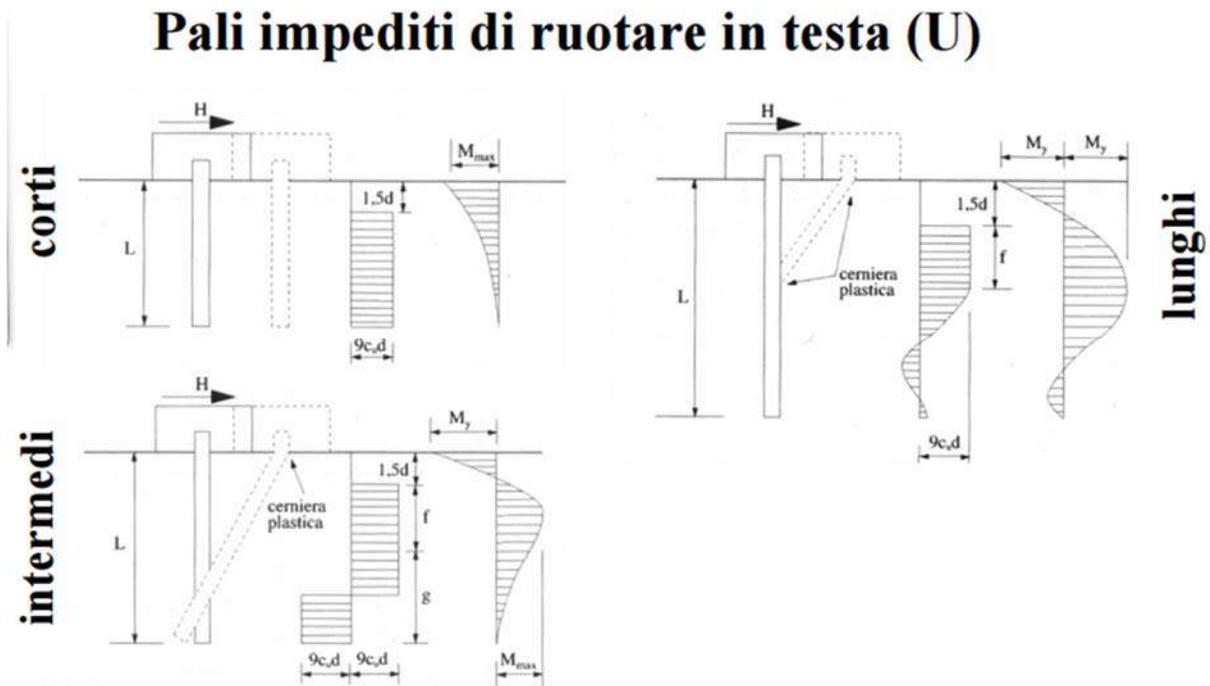
nx	numero di file di pali	2	
ny	numero di pali per fila	3	
i	interasse fra i pali	3	[m]
r	fattore di efficienza	0,81	
N	numero pali totali	6	

— Portata limite verticale:

	Wpalo=	314	
C.D.	Q_u=	2.307	>N _{Ed}
C.N.D.	Q_u=	1.087	>N _{Ed}

6.1.2. Verifica portata limite orizzontale

Il carico limite orizzontale è stato calcolato secondo la teoria di Brooms nel caso specifico di palo impedito di ruotare in testa immerso in terreno incoerente. I meccanismi di rottura di palo corto, medio e lungo sono riportati in figura:



Nel caso in esame si verifica il meccanismo di palo lungo, per cui il carico limite orizzontale si determina con la formula:

$$H_{lim} = K_p \cdot \gamma \cdot D^3 \cdot \left(3,676 \cdot \frac{M_y}{K_p \cdot \gamma \cdot D^4} \right)^{2/3}$$

Dove M_y è il momento resistente plastica del palo trivellato. In sintesi si ottiene:

palo=	<i>lungo</i>		
Øpalo=	0,8	m	
Y=	18,875	KN/m ³	
My=	720	KNm	
Kp=	2,8897411		
H_{lim}=	674	KN	>V _{Ed} =512KN

7. FONDAZIONE ANTENNE

Le fondazioni delle antenne sono composte da una pila che si attesta su una zattera di notevole spessore, tale da potere essere considerata infinitamente rigida, su cui si attestano i pali di grosso diametro disposti in modo tale che il baricentro della pila o della spalla coincida con quello della palificata, evitando così dissimmetrie di carico che potrebbero provocare nel tempo cedimenti differenziali.

7.1. Calcolo e verifica dei pali

La fondazione delle antenne è composta da una zattera di spessore 1,5 m su cui si attestano 10 pali di diametro 1 m e lunghezza pari a 30 m, disposti su 2 file.

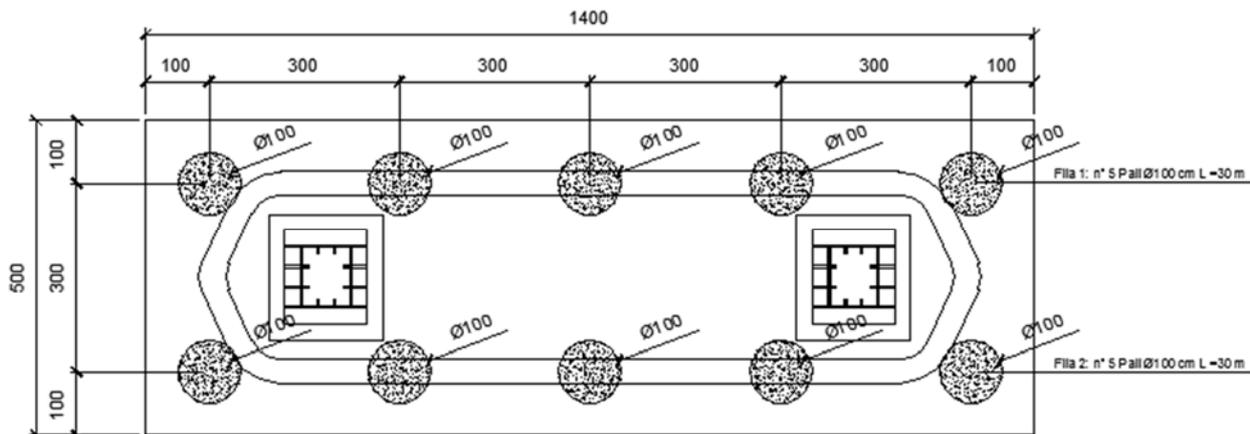


Figura 6.3–Pianta Palificata antenne.

Le reazioni da trasmettere in fondazione sono le seguenti:

- Reazioni offerte dal giunto di base dell'antenna;
- Peso proprio della pila e della zattera G1;

Si ottengono i seguenti valori:

Reazioni sovrastruttura- Env. SLU		
Nx=	950	KN
Ny=	694	KN
Nz=	4500	KN
Mx=	4750	KNm
My=	980	KNm
Mz=	1400	KNm

Pila	
b=	12,3 m
l=	3,4 m
h=	4,2 m
V=	175,6 m ³

Zattera	
b=	14 m
l=	5 m
h=	1,5 m
V=	105,0 m ³

Pesi propri elementi fondazione	
Nz,pila	4.391,1 KN
Nz,zattera	2.625,0 KN
7.016,1 tot	

Note le azioni verticali ed i momenti agenti in fondazione è possibile risalire agli sforzi sui singolipali N_i facendo l'ipotesi che la zattera di fondazione, dato il cospicuo spessore, sia schematizzabile come infinitamente rigida ed i pali si comportino come elementi elastici con rigidezza estensione EA . Sulla base di queste ipotesi, considerando i momenti di trasporto generati per riportare le forze dalla base superiore a quella inferiore della zattera, nonché l'incremento di sforzo assiali dovuto al peso proprio di quest'ultima, si ricava che lo sforzo N_i sull'i-esimo palo vale:

$$N_i = \frac{N_{tot.}}{n_p} + M_{x,tot} \cdot \frac{y_i}{\sum_i y_i^2} + M_{y,tot} \cdot \frac{x_i}{\sum_i x_i^2}$$

Saranno inoltre soggetti ad una forza orizzontale H_i in sommità pari a:

$$H_i = \frac{(V_{yTOT}^2 + V_{xTOT}^2)^{0,5}}{n_p}$$

Ai fini di un dimensionamento del sistema di fondazione si considera a favore di sicurezza la condizione involuppo. Si ottengono sulla base inferiore della zattera le seguenti sollecitazioni:

Sollecitazioni base zattera		
N _{tot} =	11.516	KN
M _{x,tot} =	17.412	KNm
M _{y,tot} =	1.960	KNm
V _{x,tot} =	1.900	KN
V _{y,tot} =	1.388	KN

E le sollecitazioni nei pali:

Sollecitazioni nei pali

n=	10
x1=	6 m
x2=	3 m
x3=	0 m
x4=	-3 m
x5=	-6 m
x6=	6 m
x7=	3 m
x8=	0 m
x9=	-3 m
x10=	-6 m

y1=	-1,5 m
y2=	-1,5 m
y3=	-1,5 m
y4=	-1,5 m
y5=	-1,5 m
y6=	1,5 m
y7=	1,5 m
y8=	1,5 m
y9=	1,5 m
y10=	1,5 m

	N_{min}	
N1=	56	KN
N2=	-7	KN
N3=	-9	KN
N4=	-11	KN
N5=	-12	KN
N6=	2.316	KN
N7=	2.312	KN
N8=	2.312	KN
N9=	2.312	KN
N10=	2.312	KN
V=	2.353	KN

I pali di fondazione devono essere verificati allo *SLU* per la portata limite verticale ed orizzontale; si decide pertanto di eseguire l'approccio 2 con coefficienti Parziali A1+M1+R3.

7.1.1. Verifica portata limite verticale

La portata limite verticale N_{Rd} è data dalla somma della portata di base N_b e della portata per attrito laterale N_l che si determinano in base alla stratigrafia di progetto e alle caratteristiche geotecniche del terreno riassunte nelle seguenti tabelle.

$$N_{Rd} = N_b + N_l$$



Terreno	γ kN/m ³	D_R %	OCR -	c' kPa	ϕ' °	c_u kPa	$E'_{(25\%)}$ MPa	E_{ed} MPa	E_u MPa
A	18-19	-	-	0+5	24+27	-	5+10	5.5	-
B	18.0-19.5	55	-	0	30+32	-	12+15	-	-
C	17.5-18.0	-	1	0	26+29	20+30	-	4.5	2+4
D	19.0	55	-	10	30+32	100+120	15	6.0	20+30

Figura 6.4–Caratteristiche geotecniche del terreno.

La portata di punta N_b si ricava dalla seguente formula:

$$N_b = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot p$$

In cui D è il diametro del palo e p è la resistenza unitaria alla punta che può essere calcolata come segue:

$$\text{terreni coesivi} \rightarrow \text{cond. non drenate} \rightarrow p = N_c \cdot c_u + \sigma_{v0} \quad (N_c = 9)$$

$$\text{terreni incoerenti} \rightarrow \text{cond. drenate} \rightarrow p = N_c \cdot c + N_q \cdot \sigma'_{v0}$$

Dove:

$$N_q = e^{\pi \cdot \tan \phi} \cdot \tan^2(45^\circ + \frac{\phi}{2})$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$$

La portata per attrito laterale N_l si ricava invece come:

$$N_l = \pi \cdot D \cdot \sum_i s_i \cdot h_i$$

Nella quale h_i è l'altezza dell' i -esimo strato di terreno e s_i è la resistenza unitaria laterale del tratto considerato che può essere assunta come:

terreni coesivi \rightarrow cond. non drenate $\rightarrow s = \alpha \cdot c_u$ ($\alpha = 0,8$ per pali trivellati)

terreni incoerenti \rightarrow cond. drenate $\rightarrow s = K \cdot \sigma'_{v0} \cdot tg\phi'$

Dove:

$K = 1 - \text{sen}\phi' \rightarrow$ terreni NC

$K = (1 - \text{sen}\phi')\sqrt{OCR} \rightarrow$ terreni OC

Le resistenze così ottenute andranno ridotte con i coeff. Parziali γ_R gruppo R3 definiti nella tabella 6.4.II delle NTC 2008:

Tabella 6.4.II – Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche.

Resistenza	Simbolo	Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
		(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)
Base	γ_b	1,0	1,45	1,15	1,0	1,7	1,35	1,0	1,6	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15
Totale (*)	γ_t	1,0	1,45	1,15	1,0	1,6	1,30	1,0	1,55	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25

(*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

Infine per tenere conto dell'effetto gruppo dei pali si applicherà un ulteriore coefficiente riduttivo pari a:

$$r = 1 - \frac{C}{90} \cdot \left[\frac{(n_y - 1)n_x + (n_x - 1)n_y}{n_p} \right]$$

Dove n_x e n_y sono i numeri delle file di pali nelle due direzioni e $C = \text{arctg}\left(\frac{D}{l}\right)$ in gradi.

Si riportano nelle seguenti tabelle i risultati ottenuti:

Terreno	γ	γ_{sat}	c'	ϕ'	ϕ'	C_u
	KN/m^3	KN/m^3	Kpa	$^\circ$	rad	Kpa
A	19	29	5	26	0,453786	\
B	19,5	29,5	0	31	0,541052	\
C	18	28	0	28	0,488692	25
D	19	29	10	31	0,541052	110

Nq	Nc
11,9	22,3
20,6	32,7
14,7	25,8
20,6	32,7

z	σ'_{v0}	u	σ'_{v0}
m	KN/m^2	KN/m^2	KN/m^2
0	0	0	0
8	156	80	76
14	264	140	124
30	568	300	268

— Portata di base:

terreno	Condizioni
incoerente	D.
coesivo	N.D.

p=	5.855,8	KN/m ²
p=	4.161,8	KN/m ²

\varnothing_{palo} [m]	A_{palo} [m ²]	γ_r	$R_{d,p}$ [KN]
1	0,785398	1,35	3.407
1	0,785398	1,35	2.421

— Portata laterale:

Condizioni drenate:

Strato	\varnothing_{palo} [m]	h_i [m]	$\sigma'_{v0,medio}$ KN/m ²	$tg\phi'$ rad	K -	$Q_{l,i}$ [KN]		
B	1	8	38	0,4877326	0,561629	261,6102		
C	1	6	152,5	0,6008606	0,484962	837,6302		
D	1	16	332	0,5317094	0,530528	4707,507		
		30			$\Sigma Q_{l,i} =$	5.807	γ_r	$R_{d,l}$
							1,15	5.049

Condizioni non drenate:

Strato	\varnothing_{palo} [m]	h_i [m]	α trivellati	Cu kpa	$Q_{l,i}$ [KN]			
B	1	8	0,8	0	0			
C	1	8	0,8	25	502,6548			
D	1	6	0,8	110	1658,761			
		30			$\Sigma Q_{l,i} =$	2.161	γ_r	$R_{d,l}$
							1,15	1.879

— Effetto gruppo:

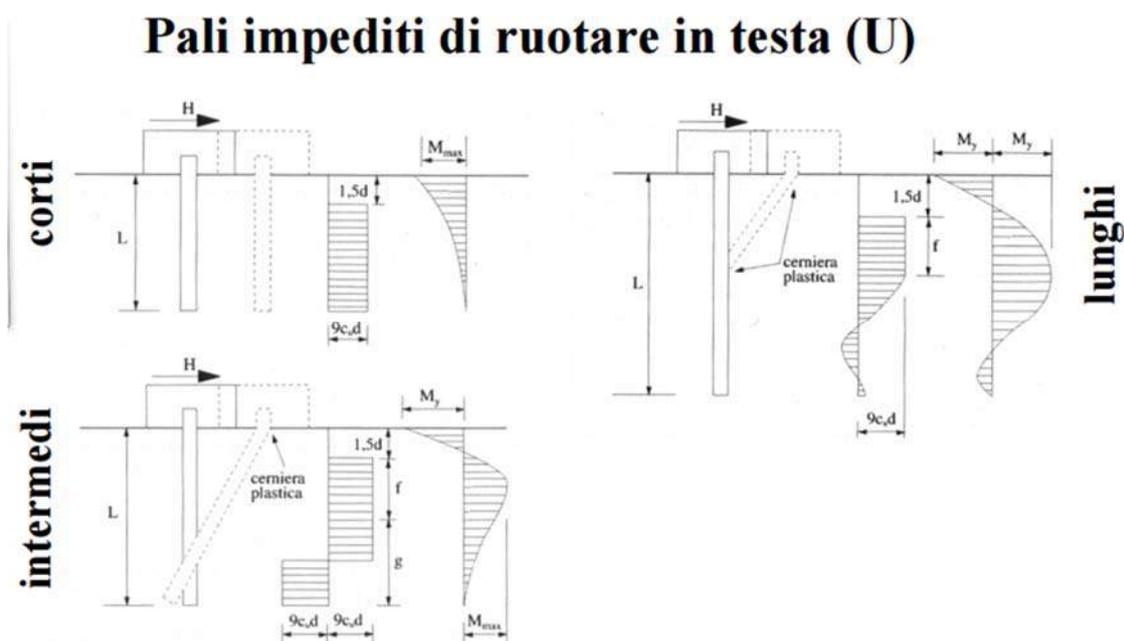
nx	numero di file di pali	2	
ny	numero di pali per fila	5	
i	interasse fra i pali	3	[m]
r	fattore di efficienza	0,73	
N	numero pali totali	10	

— Portata limite verticale:

	$W_{palo} =$	589	
C.D.	$Q_u =$	5.979	$> N_{Ed}$
C.N.D.	$Q_u =$	2.821	$> N_{Ed}$

7.1.2. Verifica portata limite orizzontale

Il carico limite orizzontale è stato calcolato secondo la teoria di Brooms nel caso specifico di palo impedito di ruotare in testa immerso in terreno incoerente. I meccanismi di rottura di palo corto, medio e lungo sono riportati in figura:



Nel caso in esame si verifica il meccanismo di palo lungo, per cui il carico limite orizzontale si determina con la formula:

$$H_{lim} = K_p \cdot \gamma \cdot D^3 \cdot \left(3,676 \cdot \frac{M_y}{K_p \cdot \gamma \cdot D^4} \right)^{2/3}$$

Dove M_y è il momento resistente plastico del palo trivellato.

In sintesi si ottiene:

palo	<i>lungo</i>		
Øpalo=	30	m	
γ=	18,83333	KN/m ³	
M _y =	1348	KNm	
K _p =	3,04886		
H_{lim}=	3484	KN	>V _{Ed} =2.353KN