

PROVINCIA REGIONALE DI AGRIGENTO

LAVORI OCCORRENTI PER IL RADDOPPIO DELLA
CARREGGIATA DELLA S.S.640 "DI PORTO EMPEDOCLE"
TRATTO RICADENTE NEL TERRITORIO DELLA PROVINCIA DI
AGRIGENTO COMPRESO TRA I KM 10 + 200 E 44 + 000

PROGETTO DEFINITIVO

CAVALCAVIA 1.1 - SVINCOLO SERRADIFALCO

RELAZIONE DI CALCOLO

INDICE

1. GENERALITÀ	5
2. RIFERIMENTI NORMATIVI	7
3. MATERIALI	8
3.1. CONGLOMERATI CEMENTIZI	8
3.2. ACCIAIO AD ADERENZA MIGLIORATA.....	10
3.3. ACCIAIO DA CARPENTERIA	10
3.4. CONTROVENTI	11
3.5. BULLONI AD ALTA RESISTENZA.....	11
3.6. PIOLI CON TESTA TIPO “NELSON”	11
3.7. SALDATURE.....	12
4. CALCOLO DELL’IMPALCATO.....	13
4.1. CRITERI DI CALCOLO	13
4.1.1. STATICA LONGITUDINALE.....	13
4.1.2. STATICA TRASVERSALE	14
4.2. ANALISI DEI CARICHI	14
4.3. CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E STATICHE.....	18
4.3.1. TRAVI PRINCIPALI	18
4.3.2. CALCOLO DELLA LARGHEZZA DELLA SOLETTA COLLABORANTE.....	20
4.4. MODELLI DI CALCOLO	20
4.5. ANALISI STRUTTURALE.....	21
4.5.1. CRITERI GENERALI	21
4.5.2. SOLLECITAZIONI DI PROGETTO	22
4.6. VERIFICHE DELL’ IMPALCATO	24
4.6.1. VERIFICA DI RESISTENZA TRAVI PRINCIPALI	24
4.6.2. RIEPILOGO DEI CARICHI AGENTI SULLA SEZIONE DI APPOGGIO.....	26
4.6.3. RIEPILOGO DEI CARICHI AGENTI SULLA SEZIONE DI MEZZERIA.....	27
4.7. CALCOLO DEI SISTEMI DI CONNESSIONE	27
4.8. VERIFICA DI STABILITÀ DEI PANNELLI D’ANIMA DELLE TRAVI PRINCIPALI.....	32
4.8.1. SEZIONE D’APPOGGIO	33
4.8.2. SEZIONE DI MEZZERIA.....	36

5. CALCOLO DELLE SPALLE.....	40
5.1. PREMESSA	40
5.2. METODI DI CALCOLO	42
5.2.1. SPINTA STATICA DEL TERRAPIENO E DEI SOVRACCARICHI SUL TERRAPIENO	42
5.2.2. SISMA LONGITUDINALE	42
5.3. ANALISI DEI CARICHI	43
5.3.1. PESO IMPALCATO	44
5.3.2. TRAFFICO + INCREMENTO DINAMICO (Q_1+Q_2)	44
5.3.3. AZIONE LONGITUDINALE DI FRENAMENTO (Q_3).....	44
5.3.4. ATTRITO NEI VINCOLI	45
5.3.5. SISMA (Q_6).....	45
5.3.6. CARATTERISTICHE DEL RILEVATO STRADALE	46
5.3.7. PESO PROPRIO TERRENO	46
5.3.8. CALCOLO DELLA SPINTA IN CONDIZIONE STATICA.....	47
5.3.9. CALCOLO DELLA SPINTA IN CONDIZIONI SISMICHE	47
5.3.10. EFFETTO STATICO DEI SOVRACCARICHI SUL TERRAPIENO	47
5.4. COMBINAZIONI DI CARICO	48
5.5. TIPO DI ANALISI.....	48
5.6. VERIFICHE SEZIONI.....	49
5.6.1. BASE DEL PARAMENTO	49
5.6.2. BASE DEL PARAGHIAIA	54
5.6.3. BASE DEL MURO D'ALA	58
6. CALCOLO PALI DI FONDAZIONE.....	63
6.1. METODI DI CALCOLO	63
6.2. DIAGRAMMA DI PORTANZA DEI PALI	67
6.3. ANALISI DEI CARICHI	68
6.4. CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DEI PALI DI FONDAZIONE	71
6.5. CARATTERISTICHE E MODELLAZIONE DEL TERRENO DI FONDAZIONE	72
6.6. CARATTERISTICHE E MODELLAZIONE DEI PALI	74
6.7. TIPO DI ANALISI.....	76
6.8. VERIFICA DELLE SEZIONI	77
6.8.1. COMBINAZIONE STATICA.....	77
6.8.2. COMBINAZIONE DINAMICA	79
7. APPARECCHI DI APPOGGIO E GIUNTI.....	81

7.1. LO SCHEMA DI VINCOLO	81
7.2. AZIONI AGENTI	81
7.2.1. AZIONE DEL SISMA NELLA DIREZIONE LONGITUDINALE E TRASVERSALE	81
7.3. DIMENSIONAMENTO DEI DISPOSITIVI DI VINCOLO	82
7.3.1. AZIONE SISMICA ORIZZONTALE LONGITUDINALE.....	82
7.3.2. AZIONE SISMICA ORIZZONTALE TRASVERSALE	83
7.3.3. AZIONE VERTICALE.....	83
7.3.4. RIEPILOGO DELLE PROPRIETÀ DEI DISPOSITIVI.....	83

L'impalcato ha una larghezza complessiva di 12,50m, di cui 9,50m di sede stradale (suddivisa in due corsie di marcia da 3,75m e due banchine da 1,0m) e 1,5m di cordoli per l'alloggiamento della barriera di sicurezza. Le travi metalliche sono poste ad un interasse di 6m e gli sbalzi laterali hanno lunghezza di 3,25 m.

Il viadotto presenta le seguenti caratteristiche:

- Campata unica di luce 42.5 m
- Sezione trasversale delle travi principali variabile lungo l'impalcato
- Altezza delle travi costante e pari a 1.80 m
- Ritegni sismici: L' azione sismica longitudinale è affidata agli appoggi ubicati sulla spalla S1

2. RIFERIMENTI NORMATIVI

Le analisi delle azioni e le verifiche di sicurezza sono state condotte facendo riferimento alle seguenti normative:

- D.M. 16/01/96 “Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi.”
- D.M. 16/01/96 “Norme tecniche per l’esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.”
- D.M. 16/01/96 “Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche.”
- D.M. 04/05/90 “Criteri generali e prescrizioni tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo dei ponti stradali.”
- CNR 10011/97 “Costruzioni di Acciaio – Istruzioni per il calcolo, l’esecuzione, il collaudo e la manutenzione.”
- CNR 10016/85 “Strutture composte di acciaio e calcestruzzo istruzioni per l’impiego nelle costruzioni.”
- CNR 10018/85 “Apparecchi di appoggio in gomma e PTFE nelle costruzioni. Istruzioni per il calcolo e l’impiego.”

3. MATERIALI

3.1. CONGLOMERATI CEMENTIZI

I conglomerati cementizi da porre in opera saranno composti da:

- aggregato (UNI 8520 - parti 2,11,12,14,15,20,22);
- acqua (UNI 8981/7);
- cemento (UNI/ENV 197/1);
- additivi superfluidificanti (UNI 8145 - ASTM C494/G) e ritardanti, se occorrenti per garantire le prestazioni del calcestruzzo in base al tempo di trasporto;

ed avranno le seguenti caratteristiche:

- calcestruzzo per opere non armate (magri): $R_{ck} \geq 15$ MPa - Classe C12/15
- calcestruzzo per pali: $R_{ck} \geq 30$ MPa - Classe C25/30
- calcestruzzo per zattere di pile e spalle: $R_{ck} \geq 30$ MPa - Classe C25/30
- calcestruzzo per elevazione spalle: $R_{ck} \geq 37$ MPa - Classe C30/37
- calcestruzzo per elevazione pila: $R_{ck} \geq 37$ MPa - Classe C30/37
- calcestruzzo per soletta e marciapiedi: $R_{ck} \geq 45$ MPa - Classe C35/45
- calcestruzzo per baggioli: $R_{ck} \geq 45$ MPa - Classe C35/45

Nella tabella seguente sono riportate, per ogni singola classe di esposizione ambientale (UNI EN 206-1 2001), le prescrizioni per il calcestruzzo che ne garantiscano la durabilità.

Elemento strutturale	Classe di esposizione (UNI EN 206-1)	Descrizione condizioni ambientali	Situazioni possibili per l'applicazione della classe
Calcestruzzo per opere non armate (magri)	-	-	-
Calcestruzzo per pali	XC2	Ambiente bagnato, raramente asciutto	Elementi strutturali le cui superfici siano a contatto con acqua per lungo tempo
Calcestruzzo per zattere di pile e spalle	XC2 - XF3	Ambiente bagnato, raramente asciutto - Elevata saturazione d'acqua, senza agente antigelo	Elementi strutturali le cui superfici siano a contatto con acqua per lungo tempo - Superfici orizzontali di calcestruzzo esposte alla pioggia ed al gelo
Calcestruzzo per elevazione spalle	XC4 - XF2	Ambiente ciclicamente bagnato ed asciutto - Moderata saturazione d'acqua, con uso di agente antigelo	Elementi strutturali le cui superfici siano a contatto con acqua -Superfici verticali di calcestruzzo di strutture stradali esposte al gelo e nebbia di agenti antigelo

Calcestruzzo per elevazione pile	XC4 - XF2	Ambiente ciclicamente bagnato ed asciutto - Moderata saturazione d'acqua, con uso di agente antigelo	Elementi strutturali le cui superfici siano a contatto con acqua -Superfici verticali di calcestruzzo di strutture stradali esposte al gelo e nebbia di agenti antigelo
Calcestruzzo per soletta	XC4 - XD3 - XF4	Ambiente ciclicamente bagnato ed asciutto - Elevata saturazione d'acqua, con uso di agente antigelo oppure acqua di mare	Elementi strutturali le cui superfici siano a contatto con acqua - Parti di ponti soggette a spruzzi contenenti cloruri -Strade e impalcati da ponte esposti agli agenti antigelo
Calcestruzzo per cordoli e marciapiedi	XC4 - XD3 - XF4	Ambiente ciclicamente bagnato ed asciutto - Elevata saturazione d'acqua, con uso di agente antigelo oppure acqua di mare	Elementi strutturali le cui superfici siano a contatto con acqua - Parti di ponti soggette a spruzzi contenenti cloruri -Strade e impalcati da ponte esposti agli agenti antigelo
Calcestruzzo per baggioli	XC4 - XF2	Ambiente ciclicamente bagnato ed asciutto - Moderata saturazione d'acqua, con uso di agente antigelo	Elementi strutturali le cui superfici siano a contatto con acqua -Superfici verticali di calcestruzzo di strutture stradali esposte al gelo e nebbia di agenti antigelo

Elemento strutturale	Prescrizioni per calcestruzzo durevole in riferimento alla classe di esposizione				
	Rapporto massimo	Dosaggio minimo di cemento	Classe di resistenza	Copriferro minimo	Informazioni aggiuntive
	A/C	(kg/m ³)		(mm)	
Calcestruzzo per opere non armate (magri)	-	-	C12/15	-	
Calcestruzzo per pali	0,60	280	C25/30	60	E' da prevedersi l'uso di additivi fluidificanti e/o superfluidificanti
Calcestruzzo per zattere di pile e spalle	0,50	320	C30/37	40	E' da prevedersi l'uso di additivi superfluidificanti e/o aeranti - E' necessario un controllo della percentuale minima di aria in funzione del diametro massimo dell'aggregato -Utilizzo di aggregati resistenti al gelo
Calcestruzzo per elevazione spalle	0,50	300	C30/37	35	E' da prevedersi l'uso di additivi superfluidificanti e/o aeranti - E' necessario un controllo della percentuale minima di aria in funzione del diametro massimo dell'aggregato -Utilizzo di aggregati resistenti al gelo
Calcestruzzo per elevazione pile	0,50	300	C30/37	35	E' da prevedersi l'uso di additivi superfluidificanti e/o aeranti - E' necessario un controllo della percentuale minima di aria in funzione del diametro massimo dell'aggregato -Utilizzo di aggregati resistenti al gelo
Calcestruzzo per soletta	0,45	340	C35/45	30	E' da prevedersi l'uso di additivi superfluidificanti e/o aeranti - E' necessario un controllo della percentuale minima di aria in funzione del diametro massimo dell'aggregato -Utilizzo di aggregati resistenti al gelo

Calcestruzzo per cordoli e marciapiedi	0,45	340	C35/45	30	E' da prevedersi l'uso di additivi superfluidificanti e/o aeranti - E' necessario un controllo della percentuale minima di aria in funzione del diametro massimo dell'aggregato -Utilizzo di aggregati resistenti al gelo
Calcestruzzo per baggioli	0,45	340	C35/45	35	E' da prevedersi l'uso di additivi superfluidificanti e/o aeranti - E' necessario un controllo della percentuale minima di aria in funzione del diametro massimo dell'aggregato -Utilizzo di aggregati resistenti al gelo

3.2. ACCIAIO AD ADERENZA MIGLIORATA

Le armature da porre in opera non dovranno presentare tracce di ossidazione, corrosione e di qualsiasi altra sostanza che possa ridurne l'aderenza al conglomerato; dovranno inoltre presentare sezione integra e priva di qualsiasi difetto. Si utilizzeranno barre ad aderenza migliorata tipo FeB44 k controllato in stabilimento, aventi le seguenti caratteristiche:

- tensione caratteristica di snervamento $f_{yk} \geq 430 \text{ MPa}$
- tensione caratteristica di rottura $f_{tk} \geq 540 \text{ MPa}$
- allungamento percentuale $A_{10} \geq 12\%$
- modulo elastico $E_s = 206.000 \text{ MPa}$

3.3. ACCIAIO DA CARPENTERIA

La carpenteria metallica sarà realizzata in acciaio tipo Fe 510 (grado C), conforme alle prescrizioni del D.M. 9.1.1996 e delle Istruzioni CNR 10011, avente le seguenti caratteristiche:

- tensione di rottura a trazione $f_t \geq 510 \text{ MPa}$
- tensione di snervamento $f_y \geq 355 \text{ MPa}$
- resilienza $KV \geq 27 \text{ J a } -20 \text{ }^\circ\text{C}$
- allungamento (lamiera) $\epsilon_t \geq 21\%$

Nei tratti a direttrice curva la carpenteria metallica dovrà presentare curvatura continua. E' esclusa la realizzazione per tratti rettilinei consecutivi (spezzata) approssimanti al curva. Tutte le giunzioni per l'assemblaggio dei conci delle travi portanti, sia quelle da eseguire in officina che quelle in cantiere, saranno di tipo saldato a completa penetrazione. I traversi intermedi, di pila e di spalla saranno collegati alle travi principali attraverso giunzioni saldate.

La carpenteria metallica sarà protetta con tre mani di vernice, due applicate in officina e la terza in opera, a conferire il colore finale.

3.4. CONTROVENTI

Le aste del controvento orizzontale ed i relativi elementi di collegamento, saranno realizzati in acciaio tipo Fe 510, conforme alle prescrizioni del D.M. 09.01.1996 e alle Istruzioni CNR 10011, avente le seguenti caratteristiche:

- tensione di rottura a trazione $f_t \geq 510 \text{ MPa}$
- tensione di snervamento $f_y \geq 355 \text{ MPa}$
- resilienza $KV \geq 27 \text{ J a } -20 \text{ }^\circ\text{C}$
- allungamento (lamiere) $\epsilon_t \geq 21\%$

3.5. BULLONI AD ALTA RESISTENZA

Le giunzioni bullonate saranno realizzate con bulloni ad alta resistenza aventi le seguenti caratteristiche (UNI 3740):

- vite $\text{classe } 10.9 \text{ (UNI5712)}$
- tensione di rottura a trazione $f_t \geq 1000 \text{ MPa}$
- tensione di snervamento $f_y \geq 900 \text{ MPa}$
- tensione caratteristica $f_{K,N} \geq 7000 \text{ MPa}$
- dado $\text{classe } 10 \text{ (UNI } 5713)$
- rosette $C50 \text{ (UNI } 5714)$
- forza di serraggio $N_s = 0,8 f_{K,N} A_{res}$
- coppia di serraggio $T_s = 0,2 N_s d$

3.6. PIOLI CON TESTA TIPO “NELSON”

- materiale base $ST37-3K - \text{DIN } 17100$
- tensione di snervamento $f_y \geq 350 \text{ Mpa}$
- tensione di rottura a trazione $f_t \geq 450 \text{ Mpa}$
- allungamento percentuale $A5 \geq 15\%$

3.7. SALDATURE

Le saldature dovranno essere realizzate secondo le indicazioni delle Norme CNR 10011/97. Tutte le giunzioni per l'unione dei conci delle travi principali e dei traversi saranno eseguite con saldature testa a testa a completa penetrazione di 1^a classe.

4. CALCOLO DELL'IMPALCATO

4.1. CRITERI DI CALCOLO

4.1.1. Statica longitudinale

Lo schema statico adottato è quello di un bitrave appoggio-appoggio a singola campata ad asse rettilineo con luci pari agli interassi delle spalle misurati sull'asse generale del tracciato. L'analisi strutturale è condotta su una singola trave composta, sottoposta al peso proprio, ai sovraccarichi permanenti, alle distorsioni e all'aliquota dei carichi mobili che discende dalla ripartizione trasversale dei carichi. La trave composta è discretizzata in conci di sezione costante, tenendo conto quindi delle variazioni geometriche, della fessurazione della soletta e delle azioni concentrate. Nell'analisi strutturale si tiene conto delle fasi transitorie e di esercizio e si opera con i seguenti modelli:

Modello 1: ottenuto considerando le proprietà inerziali delle sole travi metalliche ed utilizzato per la valutazione degli effetti indotti dal peso proprio dell'acciaio. (Gli effetti conseguenti all'effettivo frazionamento dei getti saranno invece valutati con un modello specializzato per questo tipo di analisi).

Modello 2: ottenuto considerando le proprietà inerziali ideali della sezione composta con soletta collaborante omogeneizzata all'acciaio mediante coefficiente 6. Il modello è utilizzato per la valutazione degli effetti indotti dalle azioni di breve durata.

Modello 3: ottenuto considerando le proprietà inerziali ideali della sezione mista con soletta collaborante omogeneizzata all'acciaio mediante coefficiente 20. Il modello è utilizzato per la valutazione degli effetti indotti dalle azioni di lunga durata e dal ritiro.

Nei modelli 2 e 3 si tiene conto della riduzione di rigidità della sezione composta in prossimità degli appoggi interni per la fessurazione della soletta, trascurando il contributo inerziale del calcestruzzo su un tratto di lunghezza pari al 15 % delle luci delle due campate adiacenti e mettendo comunque in conto il contributo inerziale delle armature presenti entro la larghezza collaborante (fig. 2.1).

Per le verifiche di sicurezza, si considerano le seguenti quattro sezioni tipo:

Sezione Tipo 1: proprietà inerziali della sola membratura metallica soggetta alle sollecitazioni dovute al peso proprio dell'acciaio e della soletta di calcestruzzo.

Sezione Tipo 2: proprietà inerziali ideali della sezione mista con calcestruzzo omogeneizzato all'acciaio con coefficiente di omogeneizzazione $n = 6$. La sezione è utilizzata per le sollecitazioni prodotte dalle azioni di breve durata nelle regioni a momento flettente positivo.

Sezione Tipo 3: proprietà inerziali ideali della sezione mista con calcestruzzo omogeneizzato all'acciaio con coefficiente di omogeneizzazione $n = 20$. La sezione è utilizzata per le sollecitazioni prodotte dai sovraccarichi permanenti e dal ritiro nelle regioni a momento flettente positivo.

Sezione Tipo 4: proprietà inerziali della sezione costituita dalla membratura metallica e dalle barre di armatura con esclusione del conglomerato cementizio. La sezione è utilizzata nelle regioni a momento flettente negativo.

4.1.2. Statica trasversale

Il calcolo della soletta è stato effettuato su un tratto di sezione di lunghezza unitaria. Le sollecitazioni dei carichi permanenti sono riferite al metro. Per i carichi da traffico è stata considerata una diffusione a 45° del carico fino all'appoggio. Il coefficiente di amplificazione dinamica per i carichi da traffico è pari ad 1.18. Il dimensionamento dei traversi di campata è stato effettuato su schemi semplificati che consentono la valutazione della rigidità necessaria a garantire la stabilità delle piattabande compresse delle travi principali, sia nelle fasi transitorie che in quelle di esercizio.

4.2. ANALISI DEI CARICHI

I calcoli sono condotti con riferimento ad uno schema statico a trave semplicemente appoggiata con una campata di luce 42,50 m.

GEOMETRIA DELL'IMPALCATO	
Larghezza impalcato	12,50 m
Larghezza carreggiata	9,50 m
Larghezza cordolo sx	1,50 m
Larghezza cordolo dx	1,50 m
Spessore cordolo sx	0,15 m
Spessore cordolo dx	0,15 m
Spessore soletta di completamento di estremità	0,35 m
Spessore soletta di completamento in campata	0,35 m
Spessore pavimentazione stradale	0,15 m
Spessore medio di ricarica	0,00 m
Lunghezza impalcato	44,00 m
Luce di calcolo delle travi	42,50 m
Numero di travi	2 cad

Pesi unitari dei materiali	
Peso specifico Acciaio	78,50 kN/m ³
Peso specifico Sovrastruttura stradale	2,25 kN/m ²
Peso dei securvia	1,60 kN/m
Peso elementi di finitura	3,06 kN/m
Peso specifico materiale ricarica	25,00 kN/m ³
Peso specifico del rilevato	19,00 kN/m ³

Analisi dei carichi per trave	
Peso proprio trave	11,35 kN/m _{trave}
Soletta di completamento	54,69 kN/m _{trave}
Cordoli	5,63 kN/m _{trave}
Elementi di finitura	1,53 kN/m _{trave}
Massicciata stradale	10,69 kN/m _{trave}
Securvia	0,80 kN/m _{trave}
Totale peso proprio	66,04 kN/m _{trave}
Totale peso permanente	18,64 kN/m _{trave}
PESO TOTALE DELL'IMPALCATO	7 451,87 kN

Ritiro del calcestruzzo (ϵ_2)

Il ritiro del calcestruzzo è stato schematizzato con le seguenti azioni statiche equivalenti:

- Forza assiale di estremità: $N_{c,r\infty} = \epsilon_{c,r,\infty} E_a A_c / n_r$
- Coppia flettente di estremità: $M_{c,r\infty} = N_{c,r\infty} e_r$

avendo assunto:

- deformazione finale da ritiro: $\epsilon_{c,r,\infty}$
- coefficiente di viscosità: φ
- coefficiente di omogeneizzazione a t_0 : $n_0 = E_a / E_c = 6$
- coefficiente di omogeneizzazione a t_∞ : $n_r = n_0 (1 + \varphi) = 20$
- modulo elastico acciaio: $E_a = 206000 \text{ N/mm}^2$
- area soletta: A_c

distanza tra i baricentri nella sezione di testata (ossia fra il baricentro della soletta in c.a. e quello della sezione composta a t_∞): e_r



Figura 4.1:- Azioni statiche equivalenti al ritiro

Variazione termica (ϵ_3)

Gli effetti prodotti dalle variazioni termiche differenziali fra soletta in c.a. e travi metalliche sono stati valutati attraverso azioni statiche equivalenti concentrate alle estremità dell'impalcato.

Si prendono in esame le seguenti variazioni termiche:

- Variazione termica differenziale positiva: $\Delta T = +10^\circ \text{ C}$
- Forza assiale di estremità: $N_{c,\Delta T} = \alpha E_a A_c \Delta T / n_0$

- Coppia flettente di estremità:

$$M_{c,\Delta T} = N_{c,\Delta T} e_T$$

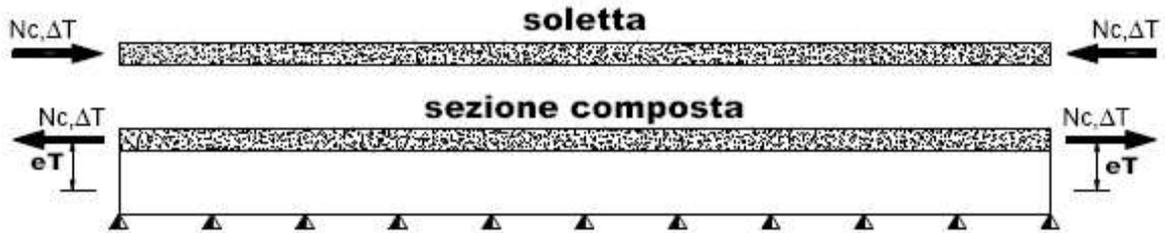


Figura 4.2: Azioni statiche equivalenti alla variazione termica positiva

-Variazione termica differenziale negativa:

$$\Delta T = -5^\circ \text{C}$$

- Forza assiale di estremità:

$$N_{c,\Delta T} = \alpha E_a A_c \Delta T / n_0$$

- Coppia flettente di estremità:

$$M_{c,\Delta T} = N_{c,\Delta T} e_T$$

avendo assunto:

coefficiente di dilatazione termica:

$$\alpha = 0.00001$$

coefficiente di omogeneizzazione a t_0

$$n_0 = E_a / E_c = 6$$

modulo elastico acciaio:

$$E_a = 206000 \text{ N/mm}^2$$

area soletta

$$A_c$$

distanza tra i baricentri nella sezione di testata (ossia fra il baricentro della soletta in c.a. e quello della sezione composta a t_0):

$$e_T$$

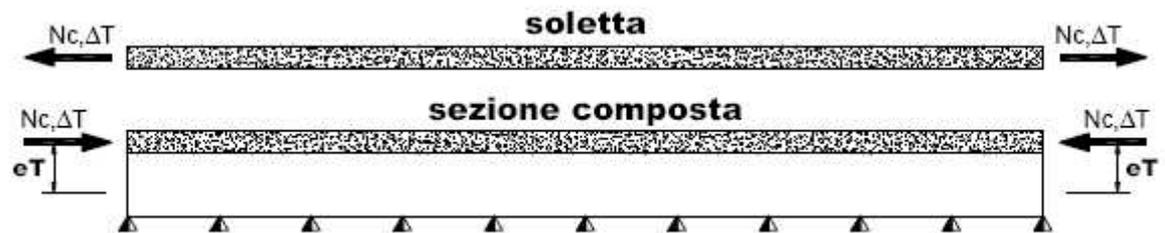


Figura 4.3: Azioni statiche equivalenti alla variazione termica negativa

Carichi mobili (q_1)

Si considerano i seguenti carichi mobili:

- $q_{1,a}$: mezzo convenzionale da 600 kN a 3 assi avente ingombro longitudinale di 15 m

- $q_{1,b}$: carico di 30 kN/m uniformemente distribuito al di fuori dell'ingombro del $q_{1,a}$.

In senso trasversale i carichi $q_{1,a}$ e $q_{1,b}$ sono stati distribuiti su corsie convenzionali di larghezza pari a 3,5 m in modo tale da ottenere la distribuzione trasversale più gravosa per la singola trave (fig. 4.5).

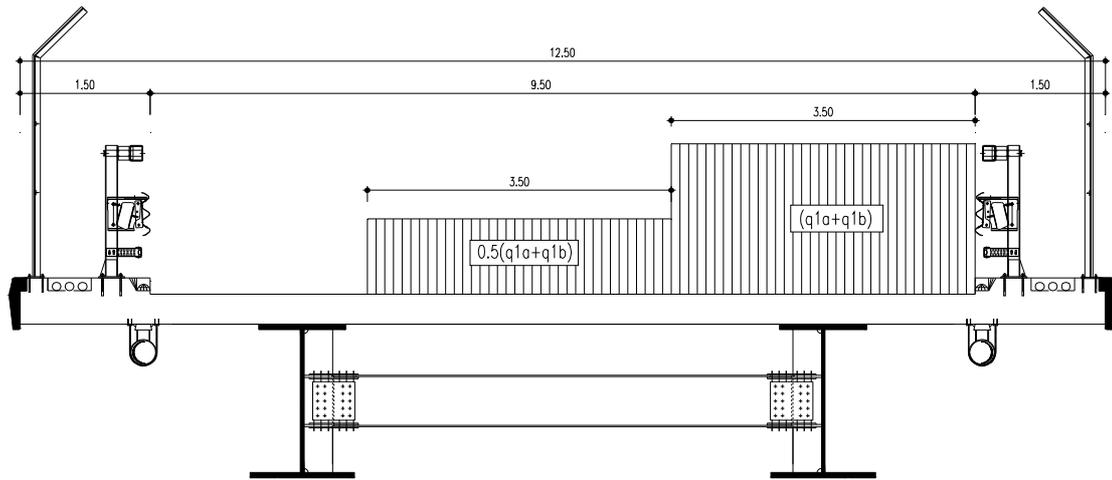


Figura 4.4: Distribuzione trasversale dei carichi da traffico

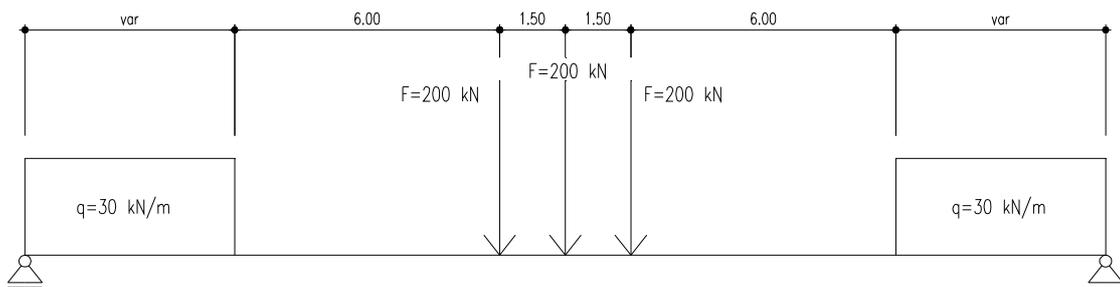


Figura 4.5: Carico mobile agente sulla trave più sollecitata

Effetto dinamico dei carichi mobili (q_2)

$$\Phi = 1.4 - (L - 10) / 150 = 1,18 \quad \text{dove } L = 42.50 \text{ m}$$

Azione del vento (q_5)

L'azione del vento è riconducibile ad un carico orizzontale uniforme di 2,50 kN/m², diretto ortogonalmente all'asse longitudinale del ponte, agente sulla proiezione, nel piano verticale, delle superfici direttamente investite dal vento.

La superficie dei carichi transianti sul ponte esposta al vento è assimilata ad una parete rettangolare continua di altezza costante pari a 3,00m dalla pavimentazione stradale. Tale azione dà luogo ad una sollecitazione torcente che provoca una flessione differenziale dalle due travi portanti.

Con riferimento allo schema riportato nella figura sottostante, risulta:

$$q_5 = \frac{R b_v}{i} = \frac{2,50 \times 5,27 \times 2,635}{6,00} = 5,78 \text{ kN/m}$$

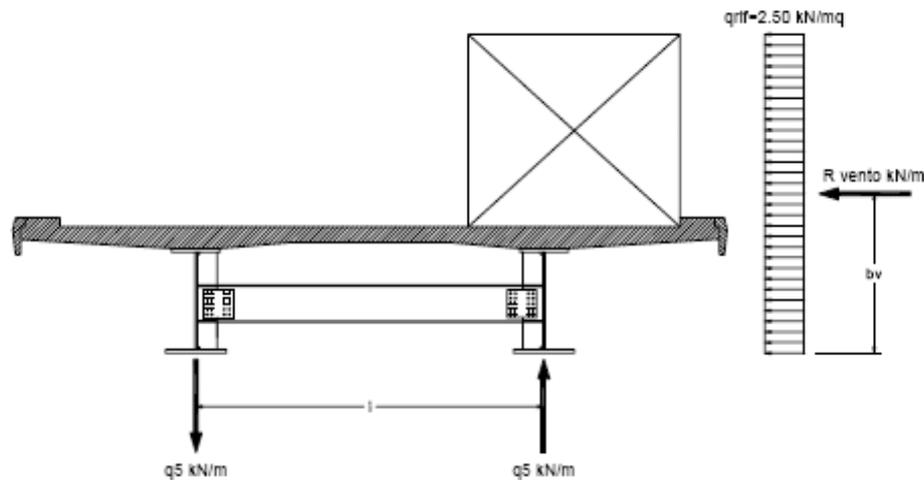


Figura 4.6: Schematizzazione delle azioni dovute al vento

Azione del sisma (q_6)

L'azione sismica orizzontale (longitudinale e trasversale) è valutata mediante la seguente espressione:

$$F_h = C R I \varepsilon \beta W$$

essendo:

$C = (S-2)/100 = 0,04$	coefficiente di intensità sismica
$R = 1$	coefficiente di risposta
$I = 1$	coefficiente di protezione sismica
$\varepsilon = 1,2$	coefficiente di fondazione
$\beta = 1$	coefficiente di struttura (sottostrutture)
$\beta = 2,5$	coefficiente di struttura (appoggi e ritegni sismici)
W	peso proprio e carichi permanenti

4.3. CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E STATICHE

4.3.1. Travi principali

Le travi principali sono due, di tipo composto acciaio – calcestruzzo, ad altezza costante $h = 180$ cm, disposte ad interasse di 6,00 m; mentre i trasversi sono travi semplici a doppio T simmetrico in acciaio, aventi altezza pari a 60cm ad interdistanza massima di 5,55m.

Le strutture componenti in acciaio sono realizzate da conci elementari, con tre diverse tipologie, le cui caratteristiche geometriche e statiche sono tali da ottimizzare i pesi in funzione delle condizioni di sollecitazione.

Si prevede di realizzare il primo e l'ultimo concio aventi dimensioni geometriche uguali al concio di tipo 2.

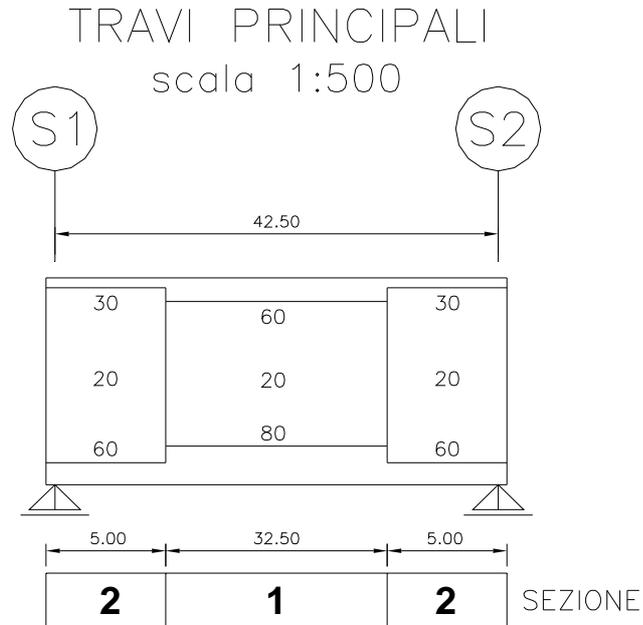


Figura 4.7: Sezione travi principali



Figura 4.8: Sezione travi

4.3.2. Calcolo della larghezza della soletta collaborante

Facendo riferimento alla norma CNR 10016 la larghezza della soletta collaborante viene determinata dalla relazione seguente:

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

nella quale:

- b_{eff} larghezza collaborante, considerata costante sull'intera lunghezza di ciascuna campata della trave;
- b_{e1}, b_{e2} aliquote ai due lati della trave
- b_c larghezza impegnata dai connettori

Ciascuna aliquota b_{e1}, b_{e2} si assume pari a $\lambda_0 / 8$, in cui λ_0 rappresenta la lunghezza della campata per le travi semplicemente appoggiate.

Il valore di b_{eff} non deve comunque essere superiore a metà dell'interasse delle travi.

$$b_{eff} \leq \frac{i}{2}$$

Si determina la larghezza della soletta collaborante:

- $L = 42.50$ m luce della singola campata
- $i = 600$ cm interasse delle travi
- $b_c = 70$ cm ingombro connettori

$$b_{eff} = b_{e1} + b_c + b_{e2} = (5,31 + 0,7 + 5,31) = 11,32m$$

Poichè non è soddisfatta la condizione di cui sopra, si assume come larghezza della soletta collaborante al distanza del bordo libero della soletta dall'asse della trave adiacente pari a:

$$b_{eff} = 3,25m$$

4.4. MODELLI DI CALCOLO

Nelle analisi strutturali si fa riferimento alla trave maggiormente sollecitata soggetta ai carichi individuati al paragrafo precedente. Le analisi sono eseguite per le fasi costruttive (varo e getto della soletta) e per le condizioni di esercizio della struttura (a breve termine e a lungo termine). La larghezza collaborante della soletta per la definizione delle caratteristiche inerziali della sezione, sia per l'analisi strutturale che per la verifica, è stata valutata secondo le indicazioni della norma CNR 10016.

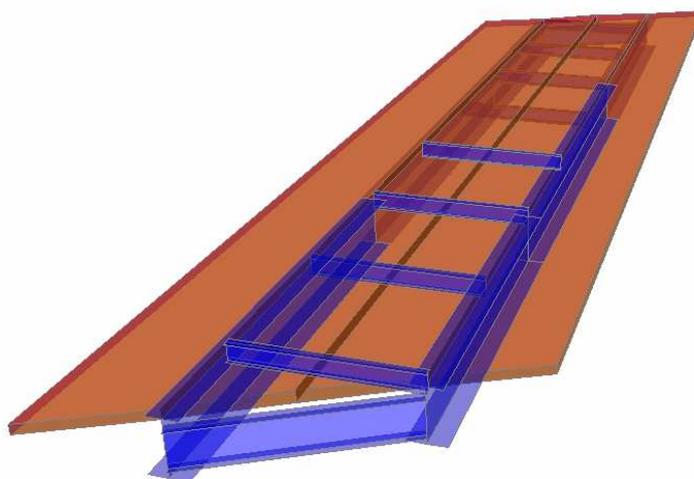


Figura 4.9: Modello dell'impalcato

4.5. ANALISI STRUTTURALE

4.5.1. Criteri generali

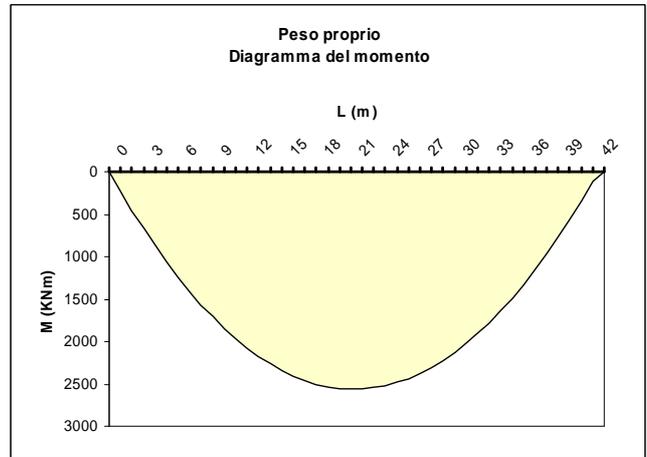
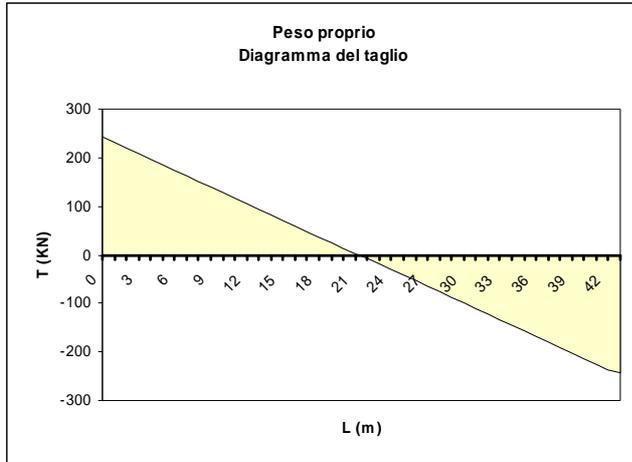
Il calcolo delle sollecitazioni è stato effettuato con riferimento alla trave maggiormente sollecitata, su un modello agli elementi finiti ottenuto discretizzando la struttura in conci di caratteristiche geometriche ed inerziali costanti. Le analisi sono state eseguite per le seguenti condizioni di carico:

- a. Peso proprio della carpenteria metallica e della soletta.
- b. Carichi permanenti.
- c. Ritiro.
- d. Variazione termica differenziale.
- e. Carichi mobili.
- f. Vento.

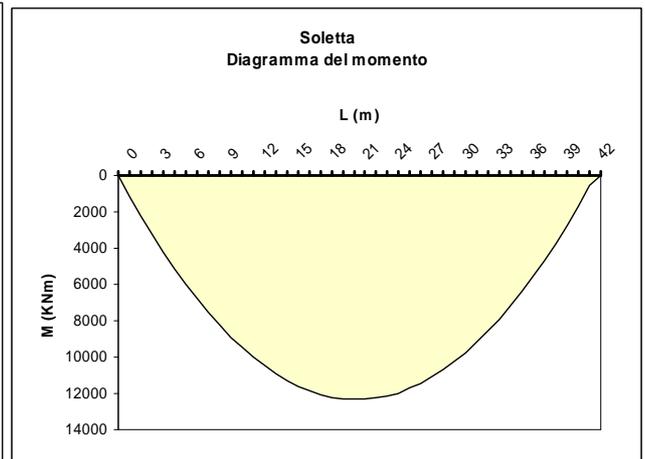
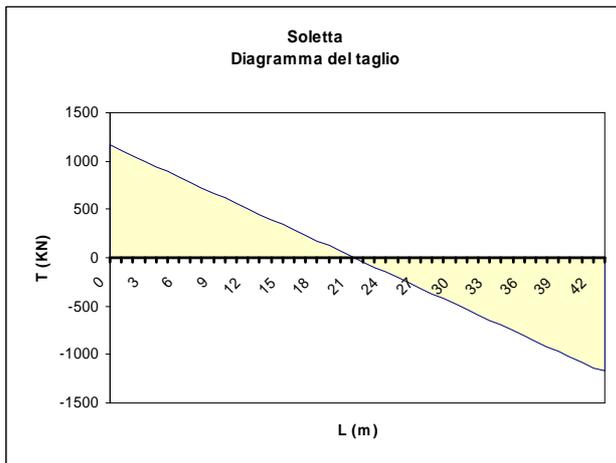
Ai fini delle verifiche di resistenza, per quanto riguarda la prima condizione di carico, la soletta è stata considerata realizzata in un unico getto. Con tale ipotesi si sovrastimano le tensioni sulle travi metalliche e quindi si perviene ad una verifica conservativa della sicurezza.

4.5.2. Sollecitazioni di progetto

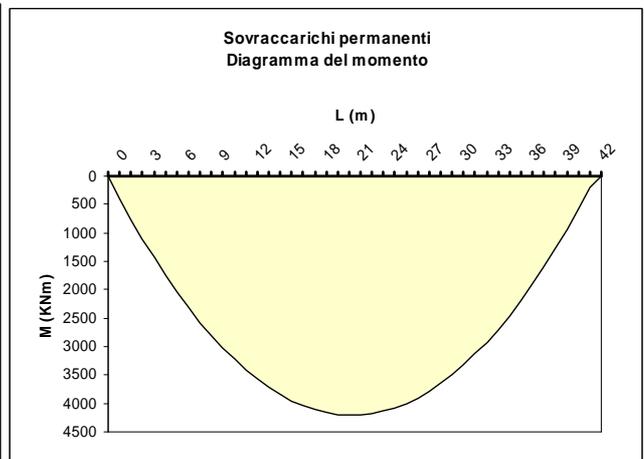
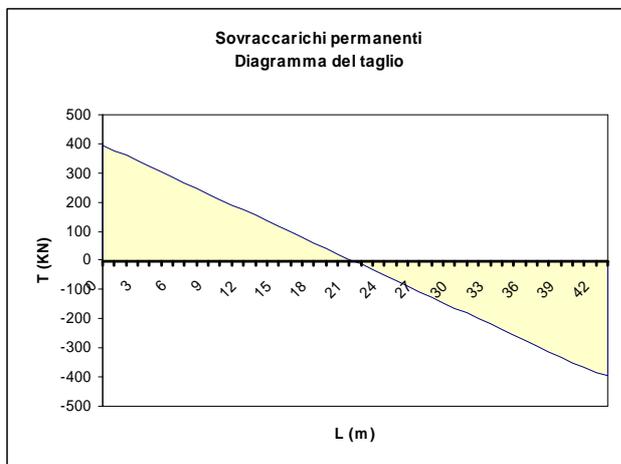
a) Peso proprio della carpenteria metallica



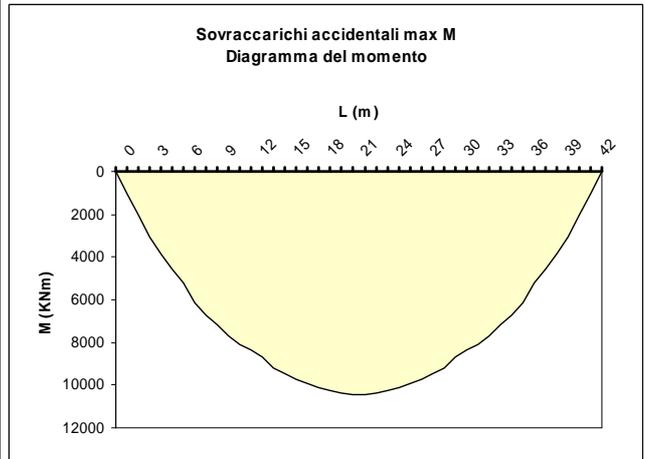
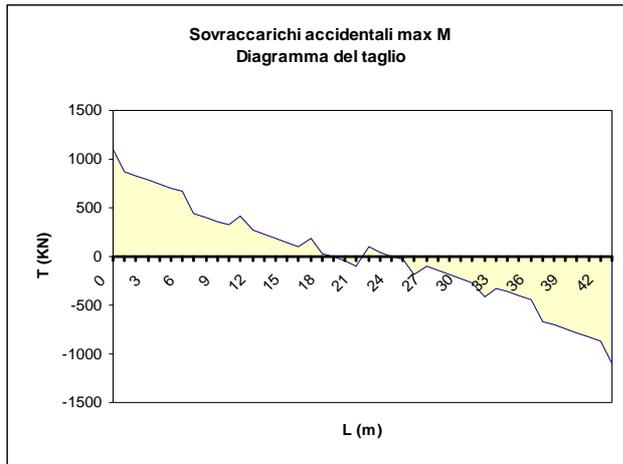
b) Peso proprio della soletta



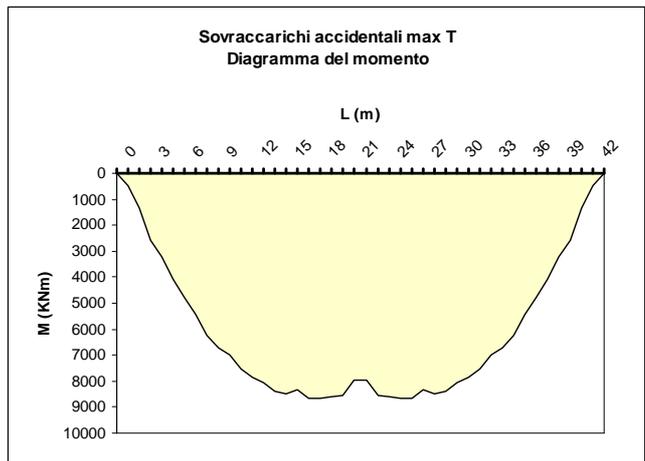
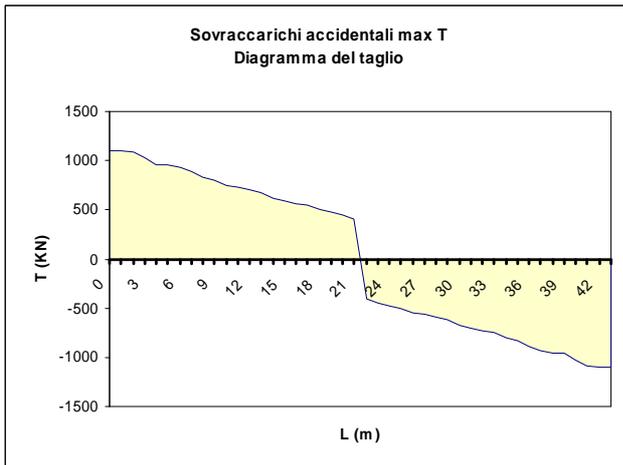
c) Carichi permanenti



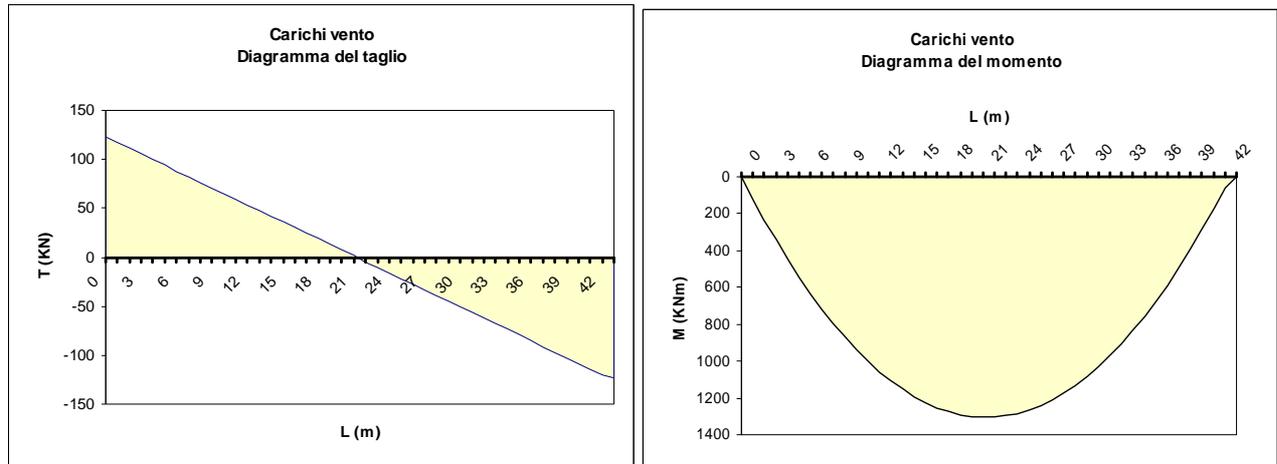
d) Sovraccarichi accidentali (massimo momento flettente)



d) Sovraccarichi accidentali (massimo taglio)



e) Carichi vento



4.6. VERIFICHE DELL' IMPALCATO

4.6.1. Verifica di resistenza travi principali

Le verifiche sono condotte per le seguenti combinazioni di carico:

$$I) F_d = G_k + Q_k + 0,6 Q_5 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3$$

essendo

- G_k pesi propri e carichi permanenti ($g_1 + g_2$)

- Q_k carichi mobili ($q_1 + q_2$)

- Q_5 azione del vento (q_5)

- ε_2 ritiro del calcestruzzo

- $\varepsilon_3 = (-5 \text{ } ^\circ\text{C})$ variazione termica differenziale negativa

$$II) F_d = G_k + Q_k + 0,6 Q_5 + \varepsilon_3$$

con

- $\varepsilon_3 = (+10 \text{ } ^\circ\text{C})$ variazione termica differenziale positiva

Per quanto riguarda i carichi mobili, sezione per sezione, sono considerati i massimi e minimi del momento flettente con i valori del taglio concomitante e i tagli massimi e minimi con i concomitanti momenti flettenti, al fine di determinare la più gravosa condizione di verifica. Resistenze di progetto dei materiali costituenti la sezione: Acciaio da carpenteria Fe 510:

4.6.2. Riepilogo dei carichi agenti sulla sezione di appoggio

SS640 - campata L = 42,50 m		SEZIONE INTERAMENTE REAGENTE								
Sollecitazioni	simboli - t, m	Solo Acciaio	Sez. mista (n ^{**})	Sez. mista (n [*])	Vento	Ritiro	ΔT+	ΔT-	Totale - II	Totale - I
		FASE 1	FASE 2	FASE 3		Morsch				
Momento flettente	M _{x-x}	0,00	0,00	0,00	0,00	-50,27	-194,38	97,19	-244,65	46,92
Taglio	T	140,33	39,62	110,00	7,37	0,00	0,00	0,00	297,32	297,32
Sforzo Normale	N	0,00	0,00	0,00	0,00	-50,27	-144,03	72,01	-194,30	21,74
Tensioni - (+) = traz.	simboli - kg /cm²	FASE 1	FASE 2	FASE 3	0,00	Morsch			Totale	Totale
Estradosso soletta cls.	σ _{cs}	0,00	0,00	0,00	0,00	16,68	-1,78	0,89	14,90	17,57
Estradosso tavella cls.	σ _{ci}	0,00	0,00	0,00	0,00	16,23	-3,42	1,71	12,81	17,95
Attacco soletta-trave	σ _{ca}	0,00	0,00	0,00	0,00	16,16	-3,70	1,85	12,46	18,01
Estradosso trave acc.	σ _{as}	0,00	0,00	0,00	0,00	-212,41	132,02	-66,01	-80,39	-278,42
Ala sup. - anima	σ _{a's}	0,00	0,00	0,00	0,00	-213,29	128,73	-64,37	-84,56	-277,66
Ala inf. - anima	σ _{ai}	0,00	0,00	0,00	0,00	-263,68	-58,77	29,38	-322,44	-234,29
Intradosso trave acc.	σ _{a'i}	0,00	0,00	0,00	0,00	-265,45	-65,34	32,67	-330,79	-232,77
Arm. sup. soletta - A _r ^{sup}	σ _{afs}	0,00	0,00	0,00	0,00	332,62	-38,89	19,45	293,73	352,07
Arm. inf. soletta - A _r ^{inf}	σ _{afi}	0,00	0,00	0,00	0,00	324,96	-67,40	33,70	257,56	358,66
Tensione tangenziale	τ _m	389,81	110,04	305,57	20,47	0,00	0,00	0,00	825,88	825,88
Ala sup. - anima trave	σ ^{id} _{a's}	675,16	190,60	529,26	35,46	213,29	128,73	64,37	1772,49	1708,13
Ala inf. - anima trave	σ ^{id} _{ai}	675,16	190,60	529,26	35,46	263,68	230,58	115,29	1924,73	1809,44

Tabella 4.1: Sollecitazioni relative al massimo momento

SS640 - campata L = 42,50 m		SEZIONE INTERAMENTE REAGENTE								
Sollecitazioni	simboli - t, m	Solo Acciaio	Sez. mista (n ^{**})	Sez. mista (n [*])	Vento	Ritiro	ΔT+	ΔT-	Totale - II	Totale - I
		FASE 1	FASE 2	FASE 3		Morsch				
Momento flettente	M _{x-x}	0,00	0,00	-0,04	0,00	-50,27	-194,38	97,19	-244,69	46,88
Taglio	T	140,33	39,62	110,23	7,37	0,00	0,00	0,00	297,54	297,54
Sforzo Normale	N	0,00	0,00	0,00	0,00	-50,27	-144,03	72,01	358,10	574,14
Tensioni - (+) = traz.	simboli - kg /cm²	FASE 1	FASE 2	FASE 3	0,00	Morsch	0,00	0,00	Totale	Totale
Estradosso soletta cls.	σ _{cs}	0,00	0,00	0,00	0,00	16,68	-1,78	0,89	14,90	17,57
Estradosso tavella cls.	σ _{ci}	0,00	0,00	0,00	0,00	16,23	-3,42	1,71	12,81	17,95
Attacco soletta-trave	σ _{ca}	0,00	0,00	0,00	0,00	16,16	-3,70	1,85	12,46	18,01
Estradosso trave acc.	σ _{as}	0,00	0,00	0,00	0,00	-212,41	132,02	-66,01	-80,38	-278,41
Ala sup. - anima	σ _{a's}	0,00	0,00	0,00	0,00	-213,29	128,73	-64,37	-84,56	-277,65
Ala inf. - anima	σ _{ai}	0,00	0,00	-0,02	0,00	-263,68	-58,77	29,38	-322,47	-234,32
Intradosso trave acc.	σ _{a'i}	0,00	0,00	-0,02	0,00	-265,45	-65,34	32,67	-330,81	-232,80
Arm. sup. soletta - A _r ^{sup}	σ _{afs}	0,00	0,00	0,01	0,00	332,62	-38,89	19,45	293,74	352,08
Arm. inf. soletta - A _r ^{inf}	σ _{afi}	0,00	0,00	0,01	0,00	324,96	-67,40	33,70	257,57	358,67
Tensione tangenziale	τ _m	389,81	110,04	306,19	20,47	0,00	0,00	0,00	826,51	826,51
Ala sup. - anima trave	σ ^{id} _{a's}	675,16	190,60	530,33	35,46	213,29	128,73	64,37	1773,57	1709,21
Ala inf. - anima trave	σ ^{id} _{ai}	675,16	190,60	530,33	35,46	263,68	230,58	115,29	1925,81	1810,52

Tabella 4.2: Sollecitazioni relative al massimo taglio

4.6.3. Riepilogo dei carichi agenti sulla sezione di mezzeria

SS640 - campata L = 42,50 m		SEZIONE INTERAMENTE REAGENTE								
		Solo Acciaio	Sez. mista (n**)	Sez. mista (n*)	Vento	Ritiro	$\Delta T+$	$\Delta T-$	Totale - II	Totale - I
Sollecitazioni	simboli - t, m	FASE 1	FASE 2	FASE 3		Morsch				
Momento flettente	M_{x-x}	1490,81	420,85	1043,00	78,29	627,68	-241,41	120,71	3419,22	3781,34
Taglio	T	0,00	0,00	-9,37	0,09	0,00	0,00	0,00	-9,28	-9,28
Sforzo Normale	N	0,00	0,00	0,00	0,00	502,13	-193,13	96,56	309,00	598,69
Tensioni - (+) = traz.	simboli - kg /cm²	FASE 1	FASE 2	FASE 3	0,00	Morsch			Totale	Totale
Estradosso soletta cls.	σ_{cs}	0,00	-9,39	-34,25	-2,57	3,15	-1,21	0,61	-44,27	-42,46
Estradosso tavella cls.	σ_{ci}	0,00	-6,38	-17,48	-1,31	7,52	-2,89	1,45	-20,54	-16,21
Attacco soletta-trave	σ_{ca}	0,00	-5,88	-14,69	-1,10	8,24	-3,17	1,59	-16,59	-11,83
					0,00					
Estradosso trave acc.	σ_{as}	-1322,48	-105,76	-88,11	-6,61	-370,72	142,59	-71,29	-1751,10	-1964,98
Ala sup. - anima	$\sigma_{a's}$	-1250,86	-94,91	-67,99	-5,10	-353,26	135,87	-67,94	-1636,25	-1840,06
Ala inf. - anima	$\sigma_{a'i}$	826,05	205,25	488,83	36,69	129,72	-49,89	24,95	1636,65	1711,49
Intradosso trave acc.	$\sigma_{a'i}$	925,98	219,72	515,67	38,71	153,00	-58,85	29,42	1794,22	1882,49
					0,00					
Arm. sup. soletta - A_f^{sup}	σ_{afs}	0,00	-163,62	-195,45	-14,67	71,77	-27,60	13,80	-301,97	-288,17
Arm. inf. soletta - A_f^{inf}	σ_{afi}	0,00	-116,60	-108,24	-8,12	147,42	-56,70	28,35	-85,55	-57,20
					0,00					
Tensione tangenziale	τ_m	0,00	0,00	-26,01	0,24	0,00	0,00	0,00	-25,77	-25,77
Ala sup. - anima trave	$\sigma_{a's}^{id}$	1250,86	94,91	81,56	5,12	353,26	135,87	67,94	1921,59	1853,65
Ala inf. - anima trave	$\sigma_{a'i}^{id}$	826,05	205,25	490,90	36,69	129,72	49,89	24,95	1738,51	1713,57

Tabella 4.3: Sollecitazioni relative al massimo momento

SS640 - campata L = 42,50 m		SEZIONE INTERAMENTE REAGENTE								
		Solo Acciaio	Sez. mista (n**)	Sez. mista (n*)	Vento	Ritiro	$\Delta T+$	$\Delta T-$	Totale - II	Totale - I
Sollecitazioni	simboli - t, m	FASE 1	FASE 2	FASE 3		Morsch				
Momento flettente	M_{x-x}	1490,81	420,85	794,32	78,29	-241,41	-241,41	120,71	3170,53	3532,65
Taglio	T	0,00	0,00	39,96	0,09	0,00	0,00	0,00	40,04	40,04
Sforzo Normale	N	0,00	0,00	0,00	0,00	-193,13	-193,13	96,56	309,00	598,69
Tensioni - (+) = traz.	simboli - kg /cm²	FASE 1	FASE 2	FASE 3	0,00	0,00	0,00	0,00	Totale	Totale
Estradosso soletta cls.	σ_{cs}	0,00	-9,81	-29,21	-2,57	3,15	-1,21	0,61	-39,65	-37,84
Estradosso tavella cls.	σ_{ci}	0,00	-6,88	-15,94	-1,31	7,52	-2,89	1,45	-19,51	-15,17
Attacco soletta-trave	σ_{ca}	0,00	-6,39	-13,73	-1,10	8,24	-3,17	1,59	-16,15	-11,39
					0,00		0,00	0,00		
Estradosso trave acc.	σ_{as}	-1322,48	-127,88	-82,36	-6,61	-370,72	142,59	-71,29	-1767,48	-1981,36
Ala sup. - anima	$\sigma_{a's}$	-1250,86	-116,18	-66,43	-5,10	-353,26	135,87	-67,94	-1655,97	-1859,78
Ala inf. - anima	$\sigma_{a'i}$	826,05	207,66	374,29	36,69	129,72	-49,89	24,95	1524,52	1599,36
Intradosso trave acc.	$\sigma_{a'i}$	925,98	223,27	395,53	38,71	153,00	-58,85	29,42	1677,63	1765,90
					0,00		0,00	0,00		
Arm. sup. soletta - A_f^{sup}	σ_{afs}	0,00	-190,31	-167,32	-14,67	71,77	-27,60	13,80	-328,13	-286,73
Arm. inf. soletta - A_f^{inf}	σ_{afi}	0,00	-139,59	-98,29	-8,12	147,42	-56,70	28,35	-155,29	-70,23
					0,00		0,00	0,00		
Tensione tangenziale	τ_m	0,00	0,00	110,99	0,24	0,00	0,00	0,00	111,23	111,23
Ala sup. - anima trave	$\sigma_{a's}^{id}$	1250,86	116,18	203,40	5,12	353,26	135,87	67,94	2064,70	1996,76
Ala inf. - anima trave	$\sigma_{a'i}^{id}$	826,05	207,66	420,77	36,69	129,72	240,57	120,28	1861,46	1741,18

Tabella 4.4: Sollecitazioni relative al massimo taglio

4.7. CALCOLO DEI SISTEMI DI CONNESSIONE

Si procede al calcolo dei sistemi di connessione, ossia dei dispositivi atti ad assicurare la trasmissione delle forze di scorrimento. La resistenza a taglio di progetto del singolo piolo munito di testa, può essere determinata in base al minore dei seguenti valori:

$$P_{Rd} = \frac{d \cdot h' (3,2 + 0,11 \cdot f_{ck})}{\gamma_s} \quad [4-1]$$

$$P_{Rd} = \frac{d^2 \cdot \pi \cdot 0,7 \cdot f_{yk}}{40} \quad [4-2]$$

$$P_{Rd} = 0,29 \cdot \alpha \cdot d^2 \frac{\sqrt{f_{ck} \cdot E_c}}{\gamma_V} \quad [4-3]$$

$$P_{Rd} = 0,8 \cdot f_u \frac{\pi \cdot d^2}{4 \cdot \gamma_V} \quad [4-4]$$

dove: $\alpha = 0,2 \cdot [(h/d) + 1]$ per $3 \leq h/d \leq 4$
 $\alpha = 1$ per $h/d > 4$
 $\gamma_v = 1,25$

Nella tabella seguente si riportano i dati generali di calcolo adoperati per valutare lo sforzo di scorrimento ammissibile nei connettori a piolo.

	DATI GENERALI DI CALCOLO	
Rapporti e limiti dimensionali	u.m.	VALORE
d_p = diametro piolo	cm	1,9
h_p = altezza piolo	cm	22,0
h'_p = altezza efficace piolo	cm	7,6
$6 \leq hc/d_p \leq 16$	-	18,42
$8 \text{ mm} \leq d_p \leq 26 \text{ mm}$	mm	19
$ts/d_p \geq 0,5$	-	1,58
$h_p \geq d + 0,6 \times tc$	cm	23
i_t = interasse trasv. pioli $\geq 5d_p$	cm	9,5
i = interasse longit. pioli $\geq 7d_p$	cm	13,3
i = interasse longit. pioli $\geq 5d_p$	cm	9,5
Classe calcestruzzo - R_{ck}	kg / cm ²	450
Resistenza cilindrica caratt. f_{ck}	N / mm ²	37,35
Modulo secante cls. E_{cm}	kN / mm ²	32
Tensione di snervamento caratt. f_{yk}	N / mm ²	350
Resistenza ultima a trazione f_u	N / mm ³	450
Coefficiente minorativo α	-	1
Coefficiente minorativo γ_s	-	1,4

Tabella 4.5: Dati generali di calcolo

Nel seguito si riportano i valori della resistenza a taglio di progetto del singolo piolo, calcolati con le precedenti formule.

RESISTENZA DI CALCOLO DEI PIOLI		
Resistenze	u.m.	VALORE
Resistenza di calcolo Pd - Reg. It.	kN	75,38
Resistenza di calcolo Pd - Reg. It.	kN	69,46
Resistenza di calcolo Pd - EC 4	kN	91,56
Resistenza di calcolo Pd - EC 4	kN	81,66

Tabella 4.6: Resistenza di calcolo dei pioli

In favore di stabilità si adotta il minore tra i valori sopra calcolati.

Il calcolo dello scorrimento che agisce sulla piolatura fa riferimento alle fasi:

Fase 2, nella quale agiscono i sovraccarichi permanenti;

Fase 3, nella quale agiscono i carichi accidentali mobili ed il vento.

Il calcolo dello scorrimento viene eseguito in corrispondenza della sezione della trave posta all'appoggio ed in corrispondenza della sezione di transizione posta a 7 m dalla sezione di appoggio.

Nelle tabelle seguenti si riportano i valori degli scorrimenti unitari:

CALCOLO DELLO SCORRIMENTO IN FASE 2					
	u.m.		VALORI		
			x = 5,000 m	x = 0,000 m	
Coeff. di omog. n **	-		20	20	
Baricentro A**- intradosso	cm		117,73	114,17	
Baricentro A**- estradosso	cm		97,27	100,83	
Altezza tot. trave acc.-cls	cm		215,00	215,00	
Inerzia ideale J**	cm ⁴		17727828	17060413	
Area calcestruzzo omog.	cm ²		817,70	724,17	
Mom. statico soletta + arm.	cm ³		73340	68502	
Taglio T	kg		30294	39615	
Scorrimento unitario $\Omega^{**} =$	kg/m		12533	15906	

Tabella 4.7: Calcolo dello scorrimento unitario nella fase 2

CALCOLO DELLO SCORRIMENTO IN FASE 3					
			x = 5,000 m	x = 0,000 m	
Coeff. di omog. n*	-		6	6	
Baricentro A*- intradosso	cm		155,15	151,52	
Baricentro A*- estradosso	cm		59,85	63,48	
Altezza tot. trave acc.-cls	cm		215,00	215,00	
Inerzia ideale J*	cm ⁴		24795717	24094434	
Area calcestruzzo omog.	cm ²		2725,65	2413,91	
Mom. statico soletta + arm.	cm ³		124306	119367	
Taglio T	kg		105868	122510	
Scorrimento unitario $\Omega^* =$	kg/m		53074	60693	

Tabella 4.8: Calcolo dello scorrimento unitario nella fase 3

Lo scorrimento unitario totale è quindi la somma dei contributi nelle singole fasi.

CALCOLO DELLO SCORRIMENTO TOTALE					
			x = 5,000 m	x = 0,000 m	
Scorrimento unitario tot. =	kg/m		65606	76599	
	kN/m		656	766	

Tabella 4.9: Calcolo dello scorrimento totale

Lo scorrimento totale cui è soggetta la piolatura è il prodotto dello scorrimento unitario per la sua lunghezza. Il numero di pioli da disporre è invece il rapporto tra lo scorrimento totale e la resistenza di calcolo del singolo piolo.

Nelle tabelle seguenti sono riportati il calcolo del numero di pioli da disporre nel primo ed ultimo tratto della trave e nel tratto centrale.

CALCOLO PIOLATURA 1		
Resistenza di calcolo dei pioli	46,31	kN
Scorrimento unitario di calcolo	766	kN/m
Lunghezza piolatura 1	5	m
Scorrimento totale su lunghezza piolatura 1 per singola trave	3830	kN
Numero pioli sul tratto 1- MIN	83	
Numero pioli su metà impalcato-EFFETTIVO		

Tabella 4.10: Calcolo della piolatura nel primo ed ultimo tratto della trave

La lunghezza del primo tratto della piolatura è pari a $L = 5 \text{ m}$ ed il numero di pioli da disporre vale $n = 83$. Per tale motivo per ogni metro di trave si dovranno disporre un numero di pioli pari a :

$$\frac{n}{L} = \frac{83}{5} = 17 \quad \text{pioli/m}$$

Adottando un interasse $i = 0,20 \text{ m}$, il numero di pioli da disporre per ogni fila sarà pari a :

$$17 \cdot 0,2 = 3,4$$

Pertanto nella zona della prima piolatura si disporranno pioli $4\emptyset 19/20 \text{ cm}$.

CALCOLO PIOLATURA 2		
Resistenza di calcolo dei pioli	46,31	kN
Scorrimento unitario di calcolo	656	kN/m
Lunghezza piolatura 2	32,5	m
Scorrimento totale su lunghezza piolatura 2 per singola trave	21322	kN
Numero pioli sul tratto 2- MIN	460	
Numero pioli su metà impalcato-EFFETTIVO		

Tabella 4.11: Calcolo della piolatura nel tratto centrale della trave

La lunghezza del secondo tratto della piolatura è pari a $L = 32,50 \text{ m}$ ed il numero di pioli da disporre vale $n = 460$. Per tale motivo per ogni metro di trave si dovranno disporre un numero di pioli pari a :

$$\frac{n}{L} = \frac{460}{32,50} = 15 \text{ pioli/m}$$

Adottando un interasse $i = 0,25 \text{ m}$, il numero di pioli da disporre per ogni fila sarà pari a :

$$15 \cdot 0,25 = 4$$

Pertanto nella zona della seconda piolatura si disporranno pioli $4\varnothing 19/25 \text{ cm}$.

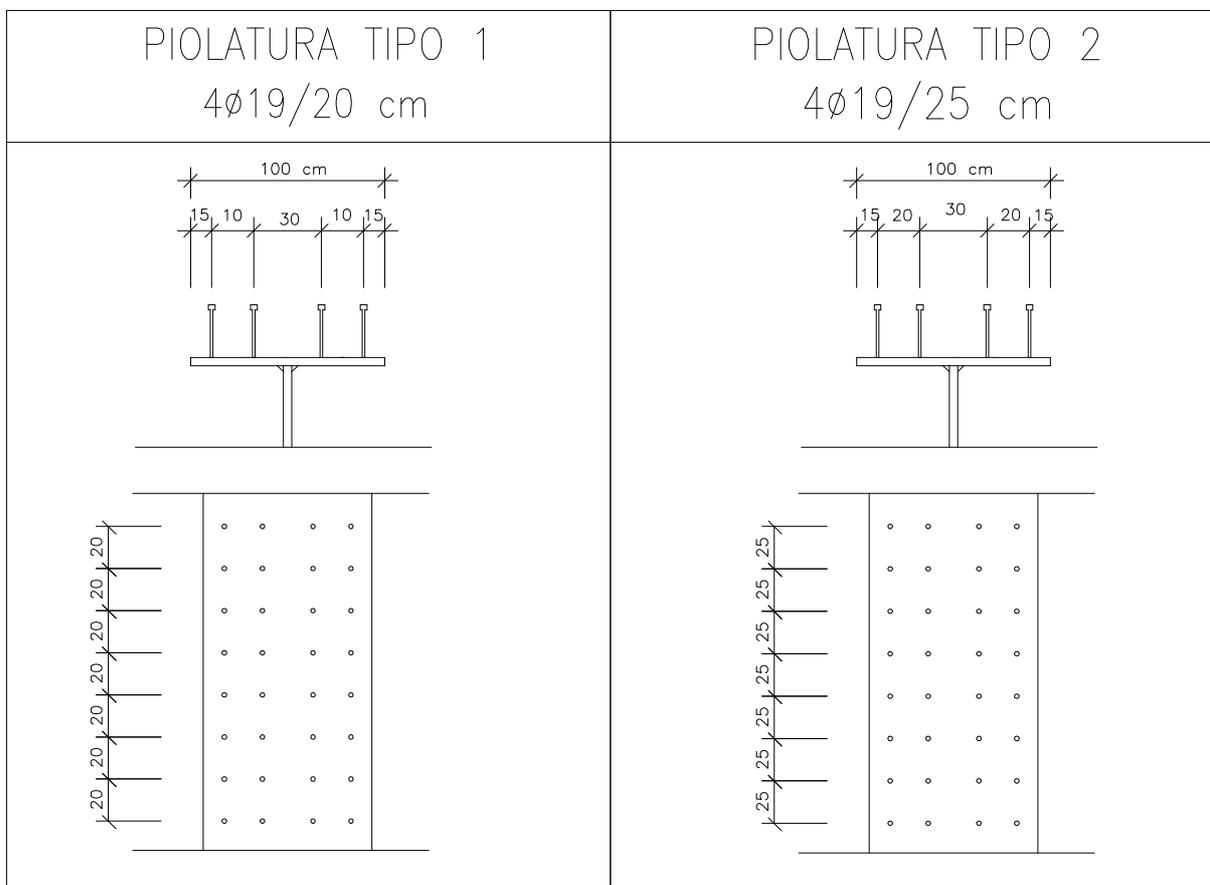
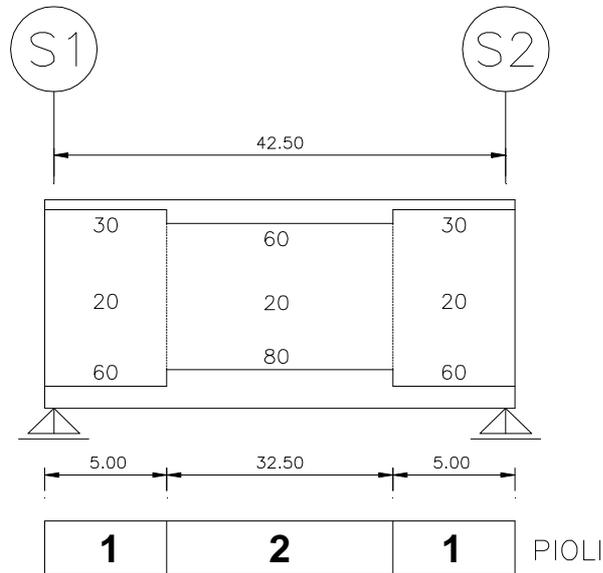


Figura 4.10: Piolatura nei due tratti della trave

4.8. VERIFICA DI STABILITÀ DEI PANNELLI D'ANIMA DELLE TRAVI PRINCIPALI

Le verifiche sono state effettuate per le combinazioni di carico precedentemente esposte facendo riferimento ai criteri suggeriti dalle CNR 10011. L'anima delle travi metalliche è stata considerata suddivisa in pannelli rettangolari, compresi fra due montanti verticali di irrigidimento successivi, soggetti alle tensioni normali e tangenziali di calcolo dovute alle combinazioni I e II già menzionate. La distribuzione delle tensioni è riportata in appendice. I pannelli sono stati considerati incernierati lungo i bordi. La verifica consiste nel provare che:

$$\sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} \leq \sigma_{cr,id}$$

oppure nel caso risulti $\sigma_{cr, id} > 0,8 f_d$

$$\sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} \leq \sigma_{cr,red}$$

dove:

$$\sigma_{cr,id} = \frac{\sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2}}{\frac{1+\psi}{4} + \frac{\sigma}{\sigma_{cr}} + \sqrt{\left(\frac{3-\psi}{4} \frac{\sigma}{\sigma_{cr}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2}}$$

e

$$\sigma_{cr,red} = f_d \frac{20 + \sqrt{25 - 15(f_y / \sigma_{cr,id})^2}}{25 + (f_y / \sigma_{cr,id})^2}$$

con il seguente significato dei simboli:

lunghezza del pannello	a
altezza netta del pannello	h
spessore del pannello	t
rapporto fra i lati del pannello	$\alpha = a / h$
tensione normale di compressione	σ
tensione normale di trazione	$\psi\sigma$
coefficiente di distribuzione lineare delle tensioni normali	ψ
tensione tangenziale media	τ
coefficiente di imbozzamento per le tensioni normali	
$-1 < \psi < 0$ $K_\sigma = (1+K_1) - \psi K_2 + 10 \psi (1+\psi)$	$(K_1 = 7,636, \quad K_2 = 23,9)$

$$\psi \leq -1 \quad K_{\sigma} = 23,9$$

coefficiente di imbozzamento per le tensioni tangenziali

$$K_{\tau} = 0,8 (5,34 + 4/\alpha^2)$$

tensione di riferimento

$$\sigma_{cr,0} = 186200 (t/h^2) N/mm^2$$

tensioni ideali di imbozzamento

$$\sigma_{cr} = K_{\sigma} \sigma_{cr,0}$$

$$\tau_{cr} = K_{\tau} \sigma_{cr,0}$$

4.8.1. Sezione d'appoggio

Nelle tabelle seguenti sono riportate sinteticamente le verifiche dei pannelli relative alle sezioni di appoggio.

SS640 - campata L = 42,50 m		Verifica pannelli anima	
DATI GENERALI DI CALCOLO		x = 0,000 m	- max. Mf
Rapporti e limiti dimensionali	u.m.	VALORE	
Spessore anima	cm	2,0	
Altezza anima	cm	171	
Area anima	cm ²	342	
Modulo resistente W ^{an} _{x-x}	cm ³	9747	
Tens. ala inf. - anima	kg / cm ²	-234,3	
Tens. ala sup. - anima	kg / cm ²	-277,7	
Punto di nullo tensioni (i)	cm	92,74	
Tens. snervamento acciaio f _y	kg / cm ²	2600	
Momento flettente M	t m	2,11	da cui $\sigma_M = 21,7 \text{ kg/cm}^2$
Sforzo normale N	t	-87,54	da cui $\sigma_N = -256,0 \text{ kg/cm}^2$
Taglio T	t	297,32	

Tabella 4.12: Caratteristiche dei pannelli

1° PANNELLO SUPERIORE

Altezza pannello h	cm	71,0	da cui si ha $z_1 = 71$
Lunghezza pannello a	cm	555	da cui si ha $\alpha = 7,82$
Tens. superiore pannello σ_1	kg / cm ²	-234,3	
Tens. inferiore pannello σ_2	kg / cm ²	-252,3	da cui si ha $\psi = 0,929$
Tensione tangenziale τ	kg / cm ²	869,4	
Tensione ideale σ_{id}	kg / cm ²	1523,9	
Coeff. di imbozzamento k_σ	-	4,141	
Coeff. di imbozzamento k_τ	-	5,405	
Tensione di riferimento $\sigma_{cr,o}$	kg / cm ²	1476,3	
Tensione σ_{cr}	kg / cm ²	6112,9	
Tensione τ_{cr}	kg / cm ²	7980,0	
Si calcola il rapporto $\sigma_1/\sigma_{cr} =$	-	0,0383	
Tensione $\sigma_{cr,id}$	kg / cm ²	11793,4	da cui $(f_y/\sigma_{cr,id})^2 = 0,0486$
Tensione $\tau_{cr,id}$	kg / cm ²	13805,5	da cui $(f_y/\tau_{cr,id})^2 = 0,0355$
si adotta $\sigma_{cr,red} =$	kg / cm ²	2587,3	
si adotta $\tau_{cr,red} =$	kg / cm ²	2590,8	
Coefficiente β	-	1,0	
Coefficiente γ	-	1,5	verifica alle t.a.

Per la verifica all'imbozzamento il rapporto $\sigma_{cr,red} / \sigma_{id}$ deve risultare $> \beta\gamma$. Si ha:

$$1,698 > 1,5$$

La verifica è quindi soddisfatta

Tabella 4.13: Verifica del pannello superiore

2° PANNELLO

Altezza pannello h	cm	100,0	da cui si ha $z_1 = 171$
Lunghezza pannello a	cm	555	da cui si ha $\alpha = 5,55$
Tens. superiore pannello σ_1	kg / cm ²	-252,3	
Tens. inferiore pannello σ_2	kg / cm ²	-277,7	da cui si ha $\psi = 0,909$
Tensione tangenziale τ	kg / cm ²	869,4	
Tensione ideale σ_{id}	kg / cm ²	1526,8	
Coeff. di imbozzamento k_σ	-	4,182	
Coeff. di imbozzamento k_τ	-	5,470	
Tensione di riferimento $\sigma_{cr,o}$	kg / cm ²	744,2	
Tensione σ_{cr}	kg / cm ²	3112,1	
Tensione τ_{cr}	kg / cm ²	4070,7	
Si calcola il rapporto $\sigma_1/\sigma_{cr} =$	-	0,0811	
Tensione $\sigma_{cr,id}$	kg / cm ²	5954,2	da cui $(f_y/\sigma_{cr,id})^2 = 0,1907$
Tensione $\tau_{cr,id}$	kg / cm ²	7042,2	da cui $(f_y/\tau_{cr,id})^2 = 0,1363$
si adotta $\sigma_{cr,red} =$	kg / cm ²	2549,9	
si adotta $\tau_{cr,red} =$	kg / cm ²	2564,3	
Coefficiente β	-	1,0	
Coefficiente γ	-	1,5	verifica alle t.a.

Per la verifica all'imbozzamento il rapporto $\sigma_{cr,red} / \sigma_{id}$ deve risultare $> \beta\gamma$. Si ha:

$$1,670 > 1,500$$

La verifica è quindi soddisfatta

Tabella 4.14: Verifica del pannello inferiore

SS640 - campata L = 42,50 m

Verifica pannelli anima

DATI GENERALI DI CALCOLO		x = 0,000 m - max. T	
Rapporti e limiti dimensionali	u.m.	VALORE	
Spessore anima	cm	2,0	
Altezza anima	cm	171	
Area anima	cm ²	342	
Modulo resistente W ^{an} _{x-x}	cm ³	9747	
Tens. ala inf. - anima	kg / cm ²	-234,3	
Tens. ala sup. - anima	kg / cm ²	-277,7	
Punto di nullo tensioni (i)	cm	92,74	
Tens. snervamento acciaio f _y	kg / cm ²	2600	
Momento flettente M	t m	2,11	da cui σ _M = 21,7 kg/cm ²
Sforzo normale N	t	-87,55	da cui σ _N = -256,0 kg/cm ²
Taglio T	t	297,54	

Tabella 4.15: Caratteristiche dei pannelli

1° PANNELLO SUPERIORE			
Altezza pannello h	cm	71,0	da cui si ha z _i = 71
Lunghezza pannello a	cm	555	da cui si ha α = 7,82
Tens. superiore pannello σ ₁	kg / cm ²	-234,3	
Tens. inferiore pannello σ ₂	kg / cm ²	-252,3	da cui si ha ψ = 0,929
Tensione tangenziale τ	kg / cm ²	870,0	
Tensione ideale σ _{id}	kg / cm ²	1525,0	
Coeff. di imbozzamento k _σ	-	4,141	
Coeff. di imbozzamento k _τ	-	5,405	
Tensione di riferimento σ _{cr,0}	kg / cm ²	1476,3	
Tensione σ _{cr}	kg / cm ²	6112,7	
Tensione τ _{cr}	kg / cm ²	7980,0	
Si calcola il rapporto σ ₁ /σ _{cr} =	-	0,0383	
Tensione σ _{cr,id}	kg / cm ²	11794,5	da cui (f _y /σ _{cr,id}) ² = 0,0486
Tensione τ _{cr,id}	kg / cm ²	13805,5	da cui (f _y /τ _{cr,id}) ² = 0,0355
si adotta σ _{cr,red} =	kg / cm ²	2587,3	
si adotta τ _{cr,red} =	kg / cm ²	2590,8	
Coefficiente β	-	1,0	
Coefficiente ν	-	1,5	verifica alle t.a.

Per la verifica all'imbozzamento il rapporto σ_{cr,red} / σ_{id} deve risultare > βν. Si ha:

$$1,697 > 1,5$$

La verifica è quindi soddisfatta

Tabella 4.16: Verifica del pannello superiore

2° PANNELLO			
Altezza pannello h	cm	100,0	da cui si ha $z_i = 171$
Lunghezza pannello a	cm	555,0	da cui si ha $\alpha = 5,55$
Tens. superiore pannello σ_1	kg / cm ²	-252,3	
Tens. inferiore pannello σ_2	kg / cm ²	-277,7	da cui si ha $\psi = 0,909$
Tensione tangenziale τ	kg / cm ²	870,0	
Tensione ideale σ_{id}	kg / cm ²	1527,9	
Coeff. di imbozzamento k_σ	-	4,182	
Coeff. di imbozzamento k_τ	-	5,470	
Tensione di riferimento $\sigma_{cr,o}$	kg / cm ²	744,2	
Tensione σ_{cr}	kg / cm ²	3112,1	
Tensione τ_{cr}	kg / cm ²	4070,7	
Si calcola il rapporto $\sigma_1/\sigma_{cr} =$	-	0,0811	
Tensione $\sigma_{cr,id}$	kg / cm ²	5954,8	da cui $(f_y/\sigma_{cr,id})^2 = 0,1906$
Tensione $\tau_{cr,id}$	kg / cm ²	7042,2	da cui $(f_y/\tau_{cr,id})^2 = 0,1363$
si adotta $\sigma_{cr,red} =$	kg / cm ²	2549,9	
si adotta $\tau_{cr,red} =$	kg / cm ²	2564,3	
Coefficiente β	-	1,0	
Coefficiente ν	-	1,5	verifica alle t.a.

Per la verifica all'imbozzamento il rapporto $\sigma_{cr,red} / \sigma_{id}$ deve risultare $> \beta \nu$. Si ha:

$$1,669 > 1,500$$

La verifica è quindi soddisfatta

Tabella 4.17: Verifica del pannello inferiore

4.8.2. Sezione di mezzeria

Nelle tabelle seguenti sono riportate sinteticamente le verifiche dei pannelli relative alle sezioni di mezzeria.

SS640 - campata L = 42,50 m		Verifica pannelli anima	
DATI GENERALI DI CALCOLO		x = 21,250 m	- max. Mf
Rapporti e limiti dimensionali	u.m.	VALORE	
Spessore anima	cm	2,0	
Altezza anima	cm	166	
Area anima	cm ²	332	
Modulo resistente W_{x-x}^{an}	cm ³	9185	
Tens. ala sup. - anima	kg / cm ²	-1840,1	
Tens. ala inf. - anima	kg / cm ²	1711,5	
Punto di nullo tensioni (i)	cm	80,00	
Tens. snervamento acciaio f_y	kg / cm ²	3600	
Momento flettente M	t m	151,30	da cui $\sigma_M = 1647,2$ kg/cm ²
Sforzo normale N	t	-21,34	da cui $\sigma_N = -64,3$ kg/cm ²
Taglio T	t	-9,28	

Tabella 4.18: Caratteristiche dei pannelli

1° PANNELLO SUPERIORE			
Altezza pannello h	cm	66,0	da cui si ha $z_1 = 66$
Lunghezza pannello a	cm	555	da cui si ha $\alpha = 8,41$
Tens. superiore pannello σ_1	kg / cm ²	-1840,1	
Tens. inferiore pannello σ_2	kg / cm ²	-428,0	da cui si ha $\psi = 0,233$
Tensione tangenziale τ	kg / cm ²	-27,9	
Tensione ideale σ_{id}	kg / cm ²	1840,7	
Coeff. di imbozzamento k_σ	-	6,303	
Coeff. di imbozzamento k_τ	-	5,397	
Tensione di riferimento $\sigma_{cr,o}$	kg / cm ²	1708,4	
Tensione σ_{cr}	kg / cm ²	10769,1	
Tensione τ_{cr}	kg / cm ²	9219,7	
Si calcola il rapporto $\sigma_1/\sigma_{cr} =$	-	0,1709	
Tensione $\sigma_{cr,id}$	kg / cm ²	10770,4	da cui $(f_y/\sigma_{cr,id})^2 = 0,1117$
Tensione $\tau_{cr,id}$	kg / cm ²	15950,1	da cui $(f_y/\tau_{cr,id})^2 = 0,0509$
si adotta $\sigma_{cr,red} =$	kg / cm ²	3559,5	
si adotta $\tau_{cr,red} =$	kg / cm ²	3581,6	
Coefficiente β	-	1,0	
Coefficiente γ	-	1,5	verifica alle t.a.

Per la verifica all'imbozzamento il rapporto $\sigma_{cr,red} / \sigma_{id}$ deve risultare $> \beta\gamma$. Si ha:

$$1,934 > 1,5$$

La verifica è quindi soddisfatta

Tabella 4.19: Verifica del pannello superiore

2° PANNELLO			
Altezza pannello h	cm	100,0	da cui si ha $z_1 = 166$
Lunghezza pannello a	cm	555	da cui si ha $\alpha = 5,55$
Tens. superiore pannello σ_1	kg / cm ²	-428,0	
Tens. inferiore pannello σ_2	kg / cm ²	1711,5	da cui si ha $\psi = -3,999$
Tensione tangenziale τ	kg / cm ²	-27,9	
Tensione ideale σ_{id}	kg / cm ²	430,7	
Coeff. di imbozzamento k_σ	-	23,900	
Coeff. di imbozzamento k_τ	-	5,470	
Tensione di riferimento $\sigma_{cr,o}$	kg / cm ²	744,2	
Tensione σ_{cr}	kg / cm ²	17786,3	
Tensione τ_{cr}	kg / cm ²	4070,7	
Si calcola il rapporto $\sigma_1/\sigma_{cr} =$	-	0,0241	
Tensione $\sigma_{cr,id}$	kg / cm ²	17495,4	da cui $(f_y/\sigma_{cr,id})^2 = 0,0423$
Tensione $\tau_{cr,id}$	kg / cm ²	7042,2	da cui $(f_y/\tau_{cr,id})^2 = 0,2613$
si adotta $\sigma_{cr,red} =$	kg / cm ²	3584,7	
si adotta $\tau_{cr,red} =$	kg / cm ²	3504,5	
Coefficiente β	-	1,0	
Coefficiente γ	-	1,5	verifica alle t.a.

Per la verifica all'imbozzamento il rapporto $\sigma_{cr,red} / \sigma_{id}$ deve risultare $> \beta\gamma$. Si ha:

$$8,323 > 1,500$$

La verifica è quindi soddisfatta

Tabella 4.20: Verifica del pannello inferiore

SS640 - campata L = 42,50 m

Verifica pannelli anima

DATI GENERALI DI CALCOLO		x = 21,250 m - max. T	
Rapporti e limiti dimensionali	u.m.	VALORE	
Spessore anima	cm	2,0	
Altezza anima	cm	166	
Area anima	cm ²	332	
Modulo resistente W ^{an} _{x-x}	cm ³	9185	
Tens. ala sup. - anima	kg / cm ²	-1859,8	
Tens. ala inf. - anima	kg / cm ²	1599,4	
Punto di nullo tensioni (i)	cm	76,75	
Tens. snervamento acciaio f _y	kg / cm ²	3600	
Momento flettente M	t m	134,95	da cui σ _M = 1469,1 kg/cm ²
Sforzo normale N	t	-43,23	da cui σ _N = -130,2 kg/cm ²
Taglio T	t	40,04	

Tabella 4.21: Caratteristica dei pannelli

1° PANNELLO SUPERIORE			
Altezza pannello h	cm	66,0	da cui si ha z _i = 66
Lunghezza pannello a	cm	555	da cui si ha α = 8,41
Tens. superiore pannello σ ₁	kg / cm ²	-1859,8	
Tens. inferiore pannello σ ₂	kg / cm ²	-484,5	da cui si ha ψ = 0,260
Tensione tangenziale τ	kg / cm ²	120,6	
Tensione ideale σ _{id}	kg / cm ²	1871,5	
Coeff. di imbozzamento k _σ	-	6,174	
Coeff. di imbozzamento k _τ	-	5,397	
Tensione di riferimento σ _{cr,o}	kg / cm ²	1708,4	
Tensione σ _{cr}	kg / cm ²	10548,3	
Tensione τ _{cr}	kg / cm ²	9219,7	
Si calcola il rapporto σ ₁ /σ _{cr} =	-	0,1763	
Tensione σ _{cr,id}	kg / cm ²	10572,3	da cui (f _y /σ _{cr,id}) ² = 0,1159
Tensione τ _{cr,id}	kg / cm ²	15950,1	da cui (f _y /τ _{cr,id}) ² = 0,0509
si adotta σ _{cr,red} =	kg / cm ²	3558,0	
si adotta τ _{cr,red} =	kg / cm ²	3581,6	
Coefficiente β	-	1,0	
Coefficiente γ	-	1,5	verifica alle t.a.

Per la verifica all'imbozzamento il rapporto σ_{cr,red} / σ_{id} deve risultare > βγ. Si ha:

1,901	>	1,5
-------	---	-----

La verifica è quindi soddisfatta

Tabella 4.22: Verifica del pannello superiore

2° PANNELLO			
Altezza pannello h	cm	100,0	da cui si ha $z_1 = 166$
Lunghezza pannello a	cm	555	da cui si ha $\alpha = 5,55$
Tens. superiore pannello σ_1	kg / cm ²	-484,5	
Tens. inferiore pannello σ_2	kg / cm ²	1599,4	da cui si ha $\psi = -3,301$
Tensione tangenziale τ	kg / cm ²	120,6	
Tensione ideale σ_{id}	kg / cm ²	527,6	
Coeff. di imbozzamento k_σ	-	23,900	
Coeff. di imbozzamento k_τ	-	5,470	
Tensione di riferimento $\sigma_{cr,o}$	kg / cm ²	744,2	
Tensione σ_{cr}	kg / cm ²	17786,3	
Tensione τ_{cr}	kg / cm ²	4070,7	
Si calcola il rapporto $\sigma_1/\sigma_{cr} =$	-	0,0272	
Tensione $\sigma_{cr,id}$	kg / cm ²	14464,6	da cui $(f_y/\sigma_{cr,id})^2 = 0,0619$
Tensione $\tau_{cr,id}$	kg / cm ²	7042,2	da cui $(f_y/\tau_{cr,id})^2 = 0,2613$
si adotta $\sigma_{cr,red} =$	kg / cm ²	3577,6	
si adotta $\tau_{cr,red} =$	kg / cm ²	3504,5	
Coefficiente β	-	1,0	
Coefficiente ν	-	1,5	verifica alle t.a.

Per la verifica all'imbozzamento il rapporto $\sigma_{cr,red} / \sigma_{id}$ deve risultare $> \beta \nu$. Si ha:

$$6,781 > 1,500$$

La verifica è quindi soddisfatta

Tabella 4.23: Verifica del pannello inferiore

Di seguito si riporta la verifica sintetica dei pannelli in diverse sezioni.

	u.m.	Appoggio		Quarto				Mezzeria			
		x = 0,000 m	x = 5,310 m	x = 10,620 m	x = 15,930 m	x = 21,250 m					
1° PANNELLO SUPERIORE											
		M max.	T max.	M max.	T max.	M max.	T max.	M max.	T max.	M max.	T max.
Rapporto $\sigma_{cr,red} / \sigma_{id}$	-	1,698	1,697	1,591	1,536	2,409	2,386	2,163	2,094	1,934	1,901
2° PANNELLO											
		T max.		M max.	T max.	M max.	T max.	M max.	T max.	M max.	T max.
Rapporto $\sigma_{cr,red} / \sigma_{id}$	-	1,670	1,669	1,978	1,741	2,806	2,740	5,748	4,362	8,323	6,781

Tabella 4.24: Verifica sintetica dei pannelli

5. CALCOLO DELLE SPALLE

5.1. PREMESSA

Le spalle sulle quali si imposta il ponte hanno praticamente le stesse dimensioni, però sono caratterizzate da una differente modalità di vincolo dell'impalcato. Una infatti è preposta a sostenere le azioni longitudinali di natura sismica (la spalla fissa), mentre l'altra è sconnessa in modo tale da garantire le dilatazioni termiche longitudinali dell'impalcato (spalla mobile).

Delle due, poiché le caratteristiche geometriche sono confrontabili, si calcolerà soltanto la spalla fissa in quanto soggetta alle condizioni di carico più gravose. Nonostante la forte obliquità della linea degli appoggi rispetto all'asse longitudinale dell'impalcato, e quindi la non ortogonalità tra i due lati del quadrilatero costituente la fondazione del muro, si è proceduto comunque ad eseguire un calcolo delle sollecitazioni basandosi su un elemento di spalla di lunghezza unitaria ottenuto tagliando la struttura ortogonalmente all'asse del paramento.

Per quel che riguarda le verifiche di resistenza strutturale dell'opera in c.a., si è proceduto secondo il metodo di calcolo alle tensioni ammissibili per coerenza con quanto svolto per tutte le sovrastrutture.

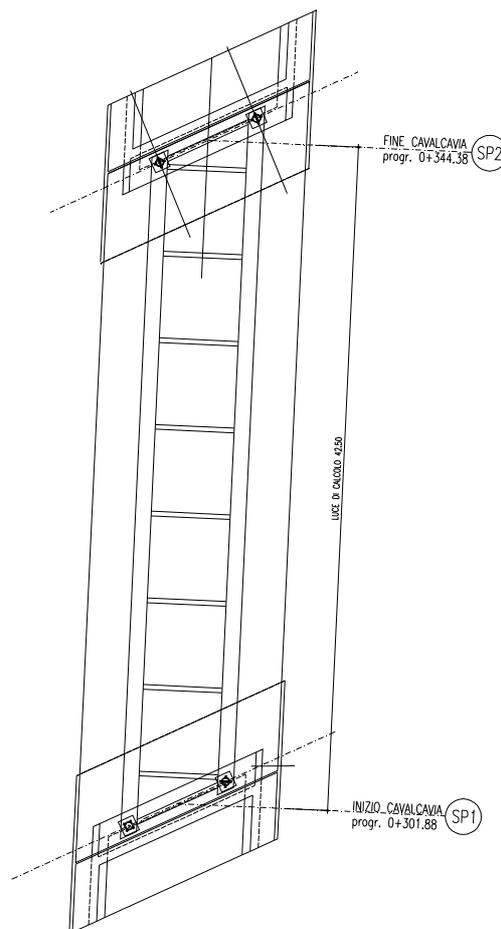


Figura 5.1: Schema planimetrico delle spalle

5.2. METODI DI CALCOLO

5.2.1. Spinta statica del terrapieno e dei sovraccarichi sul terrapieno

5.2.1.1. Spinta statica del terrapieno

Il calcolo della spinta attiva esercitata dal terrapieno a ridosso delle spalle, è stato condotto utilizzando il metodo di Culmann, noto anche come “metodo del cuneo di tentativo”.

Il metodo in questione considera una superficie di rottura del terrapieno di tipo piano. Il valore della spinta viene determinato per iterazioni successive come segue:

- si impone una superficie di rottura inclinata di un angolo arbitrario ρ rispetto all'orizzontale e si considera il cuneo di spinta delimitato dalla superficie di rottura stessa, dalla parete su cui si calcola la spinta, e dal profilo del terreno;
- si valutano tutte le forze agenti sul cuneo di spinta e cioè peso proprio W , carichi agenti sulla superficie del terreno, siano essi concentrati che distribuiti, resistenza per attrito R e per coesione c lungo la superficie di rottura e resistenza per coesione lungo la parete di contatto terra muro A ;
- dalle equazioni di equilibrio si ricava quindi il valore della spinta S sulla parete, inclinata dell'angolo d'attrito terreno–muro δ rispetto alla normale alla parete.

Per determinare il punto di applicazione della spinta, i passi elementari suesposti vengono applicati discretizzando l'altezza del muro in tanti tratti di ampiezza dz . In corrispondenza di ogni ordinata z_i , si determina il cuneo di rottura e la spinta elementare S_i , ottenendo quindi la distribuzione della spinta $S(z)$ lungo l'altezza della parete. Sulla base della distribuzione delle spinte lungo l'altezza della parete, è possibile determinare la pressione ad una generica profondità z , rispetto alla sommità della parete ponendo:

$$\sigma(z) = \frac{dS}{dz} \quad [5-1]$$

Noto quindi il diagramma delle pressioni è possibile ricavare il punto di applicazione della spinta. Inoltre dal diagramma delle pressioni è facile ricavare anche l'andamento delle sollecitazioni lungo la parete.

5.2.1.2. Effetto statico dei sovraccarichi sul terrapieno

L'effetto dei sovraccarichi sul terreno a monte q_v è stato preso in considerazione nell'ambito dell'azione del traffico (q), aggiungendo una spinta uniforme sulle pareti frontale e laterale della spalla, pari a $k_a \cdot q_v$ dove q_v è convenzionalmente assunto pari a 20 kN/m², come suggerito da diversi autori.

5.2.2. Sisma longitudinale

5.2.2.1. Incremento dinamico di spinta del terreno dovuto al sisma

Per tener conto dell'incremento di spinta dovuto al sisma, si fa riferimento al metodo di Mononobe-Okabe. Detta ε l'inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale e β l'inclinazione della parete rispetto alla verticale, si calcola la spinta S' considerando un'inclinazione del terrapieno e della parete pari a:

$$\varepsilon' = \varepsilon + \theta$$

$$\beta' = \beta + \theta$$

in cui:

$$\theta = \arctg(C);$$

C è il coefficiente di intensità sismica.

Detta S la spinta calcolata in condizioni statiche, l'incremento di spinta, dovuto all'effetto dinamico del sisma, è espresso dalla relazione:

$$\Delta S = A \cdot S' - S$$

dove il coefficiente A vale:

$$A = \frac{\cos^2(\beta + \theta)}{\cos^2 \beta \cdot \cos \theta}$$

Tale incremento di spinta è applicato ad una distanza dalla base pari a 2/3 dell'altezza della spalla.

5.2.2.2. Forze d'inerzia della spalla

Oltre alla sovraspinta sismica si sono considerate le forze d'inerzia orizzontali, indotte dall'accelerazione del terreno, che possono valutarsi mediante l'espressione:

$$F_i = C W_i$$

in cui

W_i è il peso degli elementi strutturali, nonché del terreno e degli eventuali carichi permanenti sovrastanti la zattera di fondazione;

C è il coefficiente d'intensità sismica.

La risultante di tali forze d'inerzia è applicata nel baricentro dei pesi.

5.3. ANALISI DEI CARICHI

La spalla fissa è stata dimensionata e verificata in base alle azioni dovute all'impalcato, al terreno e al peso proprio. In particolare le azioni considerate sono quelle verticali dovute al:

- peso proprio (g_1),
- peso del terrapieno e dell'impalcato (g_2),
- traffico sull'impalcato $(q_{1a} + q_{1b}) \cdot \emptyset$,
- sisma verticale legato all'impalcato (q_6);

ed alle azioni longitudinali derivanti da

- spinta statica del terrapieno e dei sovraccarichi sul terrapieno ($g_3 + q_1$),
- azione longitudinale di frenamento (q_3),
- attrito nei vincoli,
- sisma longitudinale legato alla massa della spalla, dell'impalcato e del terrapieno a monte (q_6).

Le azioni orizzontali trasversali (sisma trasversale e vento), vengono trascurate in virtù della grande rigidità trasversale dell'opera di sostegno e perché comunque queste azioni, rispetto a quelle longitudinali, sono di più modesta entità.

5.3.1. Peso impalcato

Il peso totale dell'impalcato è stato valutato precedentemente e vale $W_{imp} = 7452$ kN. L'effetto del peso dell'impalcato si traduce in una forza verticale agente in corrispondenza di tutti gli appoggi delle travi. Essa vale:

$$\frac{W_{imp}}{n_{appoggi}} = \frac{7452}{4} = 1863 \quad \text{kN}$$

5.3.2. Traffico + incremento dinamico (q_1+q_2)

La presenza delle colonne di carico disposte in modo eccentrico sull'impalcato genera sulla spalla delle forze verticali che variano lungo lo sviluppo trasversale del paramento verticale. L'azione verticale dovuta al traffico è stata valutata, a vantaggio di sicurezza, considerando lo scarico massimo sulla trave più sollecitata.

Dall'analisi del modello dell'impalcato si è determinato l'effetto dei carichi mobili sulla spalla. Tale effetto si traduce in uno scarico massimo, relativo ad una singola trave di 1102 kN.

5.3.3. Azione longitudinale di frenamento (q_3)

La forza di frenamento si assume agente nella direzione dell'asse della strada, con intensità pari ad 1/10 della singola colonna di carico più pesante per ciascuna carreggiata. Essa deve comunque risultare non inferiore al 20% del totale del carico q_{1a} che può interessare la struttura.

Pertanto l'azione longitudinale di frenamento vale complessivamente 180,00 kN.

Azione longitudinale di frenamento [q3]	
Lunghezza totale viadotto	42,50 m
Peso colonna di carico più grave	1605,00 kN
Numero di colonne di carico	2
20% q_{1a} totale	180,00 kN
10% colonna più grave	160,50
Azione q3	
	180,00 kN

Tabella 5.1: Calcolo dell'azione longitudinale di frenamento

L'effetto dell'azione di frenamento si traduce in una forza orizzontale longitudinale agente in corrispondenza di ogni appoggio della spalla fissa. Essa vale dunque:

$$\frac{F_{fren}}{2} = \frac{180}{2} = 90 \text{ Kn}$$

5.3.4. Attrito nei vincoli

Le azioni orizzontali dovute agli effetti dell'attrito nei vincoli, possono essere valutate applicando un coefficiente d'attrito pari a 0,03 al peso proprio dell'impalcato.

$$F_{att} = 0,03 \cdot \frac{W_{imp}}{2} = 0,03 \cdot \frac{7452}{2} = 111,78 \quad \text{kN}$$

L'effetto dell'attrito nei vincoli si traduce in una forza orizzontale longitudinale agente in corrispondenza di ogni appoggio della spalla fissa. Essa vale dunque:

$$\frac{F_{att}}{2} = \frac{111,78}{2} = 55,89 \quad \text{kN}$$

5.3.5. Sisma (q_6)

L'opera è situata in una zona caratterizzata da un grado di sismicità $S = 6$ (coeff. d'intensità sismica $C = 0,04$). Per la valutazione dell'azione sismica dell'impalcato, ai fini del calcolo della spalla, si sono fatte le seguenti assunzioni:

PARAMETRI SISMICI		
Grado di sismicità S	6	
Coeff. intensità sismica C	0,04	
Coeff. fondazione ϵ	1,2	
Coeff. Struttura β	1	<i>Per le strutture</i>
Coeff. Struttura β	2,5	<i>Per gli appoggi e le barre</i>
Coeff. protezione sism. I	1	
Coeff. di risposta R	1	
Coeff. m per il sisma verticale	2	

Tabella 5.2: Definizione dei parametri sismici

Il metodo adottato per la determinazione delle forze sismiche è quello semplificato, di tipo statico, nel quale si calcola la forza di inerzia in funzione dei carichi permanenti agenti sull'impalcato.

La forza sismica orizzontale viene calcolata con la formula seguente :

$$F_h = C \cdot R \cdot I \cdot \epsilon \cdot \beta \cdot W$$

Assumendo per le strutture $\beta = 1$.

CALCOLO DELL' AZIONE SISMICA ORIZZONTALE SULL' IMPALCATO			
	LUNGHEZZA	PESO	F. SISMICA LONG.
	m	kN	kN
Impalcato	42,50	7452	358

Tabella 5.3: Azione sismica orizzontale sull'impalcato

L'azione sismica orizzontale longitudinale si traduce in una forza che viene trasmessa sulla spalla 1 in corrispondenza sia dell'appoggio fisso che dell'appoggio unidirezionale trasversale. Il valore di tale forza è

pari al rapporto tra l'intensità dell'azione sismica ed il numero di appoggi disposti in corrispondenza della spalla fissa:

$$\frac{F_H}{2} = \frac{358}{2} = 179 \text{ kN}$$

La forza sismica verticale vale invece:

$$F_V = m \cdot C \cdot I \cdot W$$

Con $m = 2$.

CALCOLO DELL' AZIONE SISMICA VERTICALE SULL' IMPALCATO			
	LUNGHEZZA	PESO	F. SISMICA VERTIC.
	m	kN	kN
Impalcato	42,50	7452	596

Tabella 5.4: Azione sismica verticale sull'impalcato

L'effetto dell'azione sismica verticale si traduce in una forza verticale agente in corrispondenza di tutti gli appoggi delle travi. Essa vale:

$$\frac{F_V}{n_{appog}} = \frac{596}{4} = 149 \quad \text{kN}$$

5.3.6. Caratteristiche del rilevato stradale

Per il rilevato stradale sono stati assunti i seguenti parametri :

- Valore di calcolo dell'angolo di attrito interno $\varphi = 35,00^\circ$,
- Angolo di attrito terra muro $\delta = 2/3 \varphi = 23,33^\circ$,
- Peso specifico $\gamma = 1.900,00 \text{ daN/mc}$,
- Angolo tra la parete del muro a monte e l'orizzontale $\psi = 90,00^\circ$,
- Angolo tra l'orizzontale e il profilo del terrapieno $\beta = 0,00^\circ$.

Di conseguenza si sono valutati:

- Coefficiente di spinta attiva in condizione statiche (Muller-Breslau) $k_a = 0,2444$,
- Coefficiente di spinta attiva in condizione dinamiche $k_{ae} = 0,2676$.

5.3.7. Peso proprio terreno

Il peso proprio del terreno determina una pressione uniforme a monte della zattera di fondazione che vale:

$$\gamma \cdot H_T = 19 \cdot 7,70 = 146,30 \quad \text{kN/m}^2$$

5.3.8. Calcolo della spinta in condizione statica

I virtù delle caratteristiche del rilevato stradale, le *pressioni in condizioni statiche* alla testa ed alla base del paramento valgono:

Pressioni in condizioni statiche			
z	0,00	0,00	kN/m ²
z	0,77	3,59	kN/m ²
z	1,55	7,19	kN/m ²
z	2,32	10,78	kN/m ²
z	3,10	14,38	kN/m ²
z	3,87	17,97	kN/m ²
z	4,64	21,57	kN/m ²
z	5,42	25,16	kN/m ²
z	6,19	28,75	kN/m ²
z	6,97	32,35	kN/m ²
z	7,74	35,94	kN/m ²
P_{smax}		35,94	kN/m²

La spinta in condizioni statiche vale dunque: $S = 139,10$ kN.

5.3.9. Calcolo della spinta in condizioni sismiche

Le *pressioni in condizioni sismiche* alla testa ed alla base del paramento valgono invece:

Incremento di pressioni in condizioni dinamiche			
z	0,00	3,39	kN/m ²
z	0,77	3,05	kN/m ²
z	1,55	2,71	kN/m ²
z	2,32	2,37	kN/m ²
z	3,10	2,03	kN/m ²
z	3,87	1,69	kN/m ²
z	4,64	1,35	kN/m ²
z	5,42	1,02	kN/m ²
z	6,19	0,68	kN/m ²
z	6,97	0,34	kN/m ²
z	7,74	0,00	kN/m ²
P_{smax}		3,39	kN/m²

La spinta in condizioni sismiche vale dunque: $S_s = 152,20$ kN.

L'incremento di spinta vale: $\Delta S = S_s - S = 13,10$ kN.

5.3.10. Effetto statico dei sovraccarichi sul terrapieno

L'effetto dei sovraccarichi sul terreno a monte q_v , convenzionalmente assunto pari a 20 kN/m², provoca una spinta aggiuntiva sulla parete della spalla. Il valore della pressione uniforme generata vale:

$$q_v \cdot k_a = 4,888 \text{ kN/m}^2,$$

dove $k_a = 0,2444$ è il coefficiente di spinta attiva in condizione statiche.

5.4. COMBINAZIONI DI CARICO

Ai fini del calcolo tutte le azioni vengono raggruppate nelle due combinazioni di carico seguenti:

<u>COMBINAZIONE 1 (STATICA)</u>	<u>COMBINAZIONE 2 (DINAMICA)</u>
Peso impalcato + carichi permanenti	Peso impalcato + carichi permanenti
Carichi mobili + effetto dinamico	Sisma verticale e longitudinale su impalcato
Azione longitudinale di frenamento	Peso proprio della spalla
Attrito dei vincoli	Peso del terrapieno
Peso proprio della spalla	Spinta statica del terreno
Peso del terrapieno	Forza inerziale legata alla massa della spalla
Spinta statica del terreno	Forza inerziale legata alla massa del terrapieno
Spinta statica dei sovraccarichi sul terreno	Sovrappinta sismica del terreno

5.5. TIPO DI ANALISI

L'analisi della spalla, ai fini del calcolo delle caratteristiche della sollecitazione, è stata eseguita utilizzando un software per la risoluzione dei sistemi strutturali con il metodo degli elementi finiti (F.E.M.). Il calcolo delle sollecitazioni è stato condotto mediante l'ausilio di un software dedicato, il Sap 2000 V.10 della CSI Berkley.

La spalla è stata analizzata discretizzando tutti gli elementi strutturali mediante elementi di tipo shell.

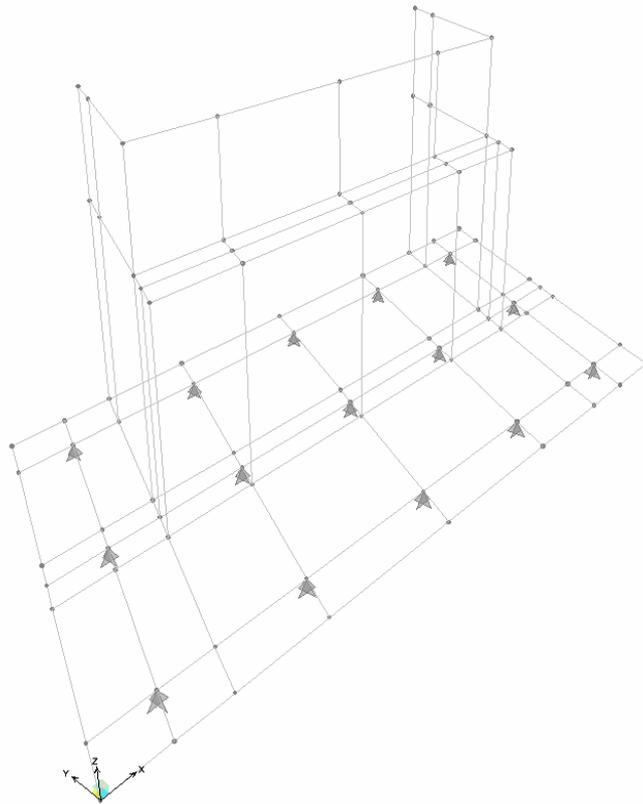


Figura 5.3: Schema del modello

La rigidezza di tutti gli elementi resistenti è stata determinata sulla base delle caratteristiche geometriche delle sezioni costituenti la struttura.

5.6. VERIFICHE SEZIONI

Si riportano nel seguito le verifiche per le combinazioni di carico precedentemente individuate. La verifica è stata effettuata in corrispondenza delle seguenti sezioni:

1. Base del paramento;
2. Base del paraghiaia;
3. Base muro d'ala.

5.6.1. Base del paramento

Nella figura seguente si riportano i valori delle sollecitazioni, per metro lineare, nell'elemento shell che rappresenta il paramento della spalla nelle due combinazioni di carico statica e dinamica.

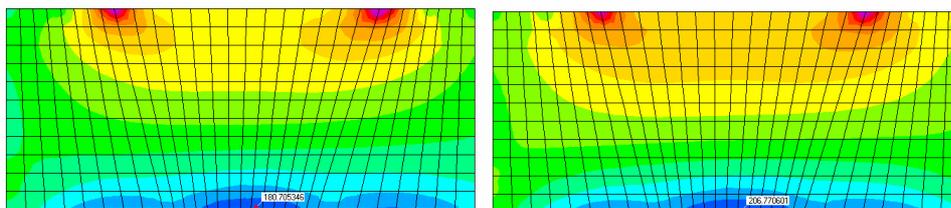


Figura 5.4: Momenti M_{22} nel paramento nella combinazione statica (sinistra) e dinamica

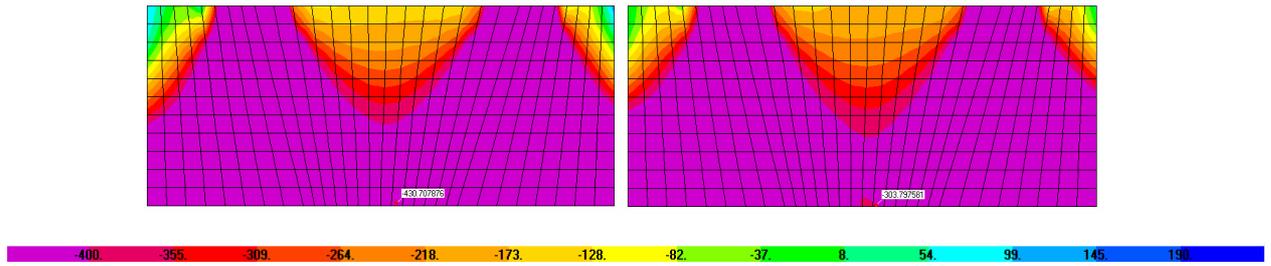


Figura 5.5: Sforzo normale F_{22} verticale nella combinazione statica (sinistra) e dinamica

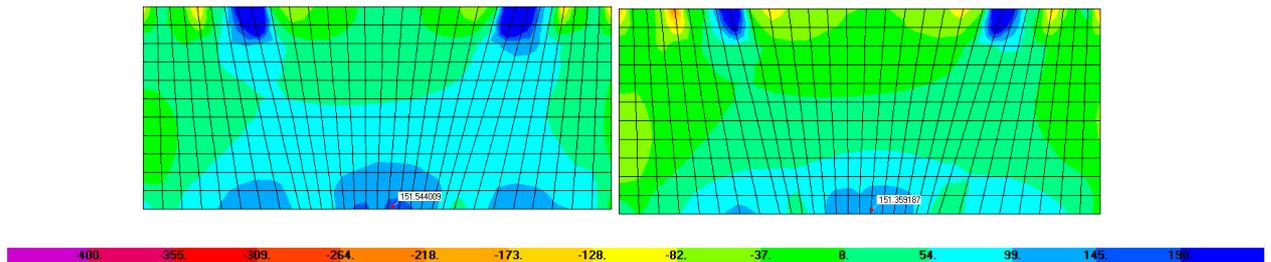


Figura 5.6: Taglio V_{23} nella combinazione statica e dinamica

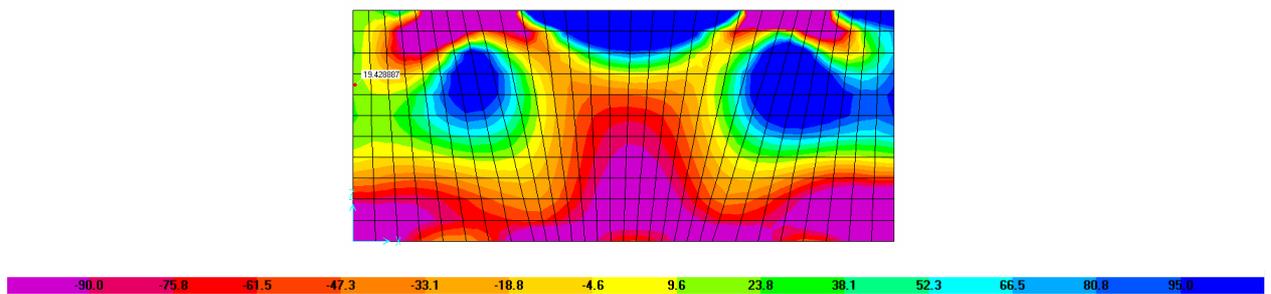


Figura 5.7: Sforzo normale orizzontale F_{11} orizzontale nella combinazione statica

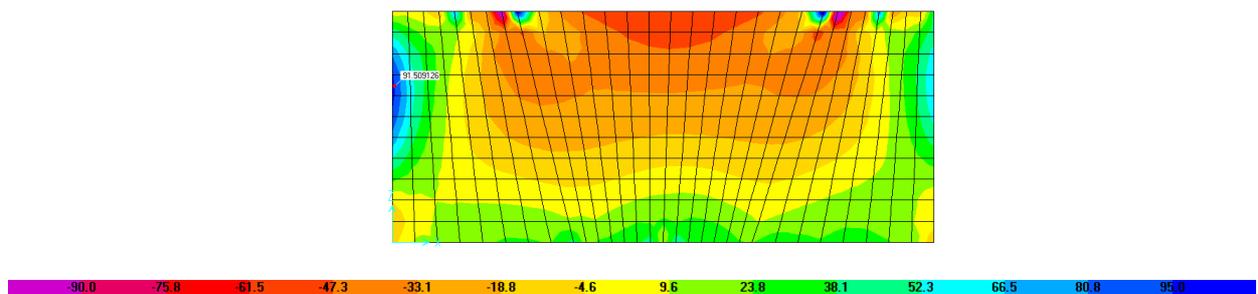


Figura 5.8: Momenti M_{11} nel paramento nella combinazione statica

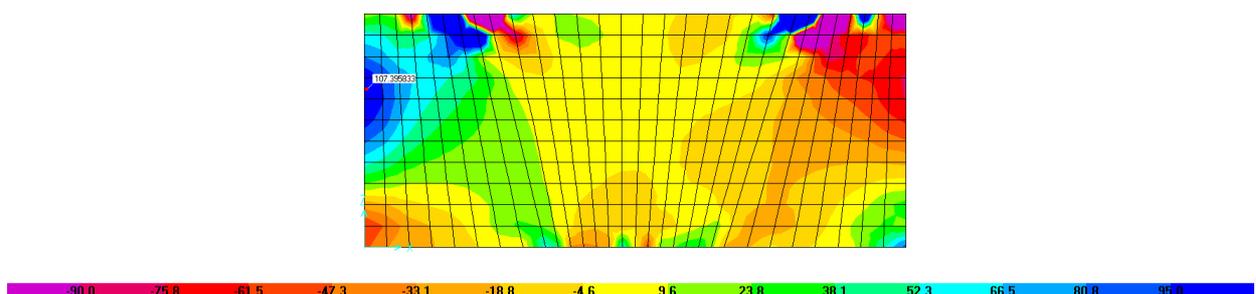


Figura 5.9: Taglio V_{13} nel paramento nella combinazione statica

5.6.1.1. Verifica paramento combinazione statica (forze verticali)

Tipo sezione: Rettangolare

Base 100.0 [cm]

Altezza 100.0 [cm]

Resistenza a trazione del materiale non messa in conto

Sollecitazioni :

Sforzo Normale 43847.10 [kg]

Momento lungo asse Y 18354.60 [kgm]

Sforzo di Taglio lungo asse Y 15397.5 [kg]

Risultati analisi. Tensioni ammissibili

Caratteristiche asse neutro sezione :

Distanza asse neutro dal lembo più compresso 48.903 [cm]

Equazione asse neutro $-100.000y + 109.710 = 0$

Punti di intersezione con perimetro sezione (100.00 ; 51.10) (0.00 ; 51.10)

Inclinazione asse neutro rispetto all'orizzontale 0.000 [°]

Tensioni :

Tensione di compressione massima nel calcestruzzo 18.01 [kg/cm²]

Tensione tangenziale nel calcestruzzo 1.12 [kg/cm²]

Tensione di compressione massima nel ferro 242.53 [kg/cm²]

Tensione di trazione massima nel ferro -254.65 [kg/cm²]

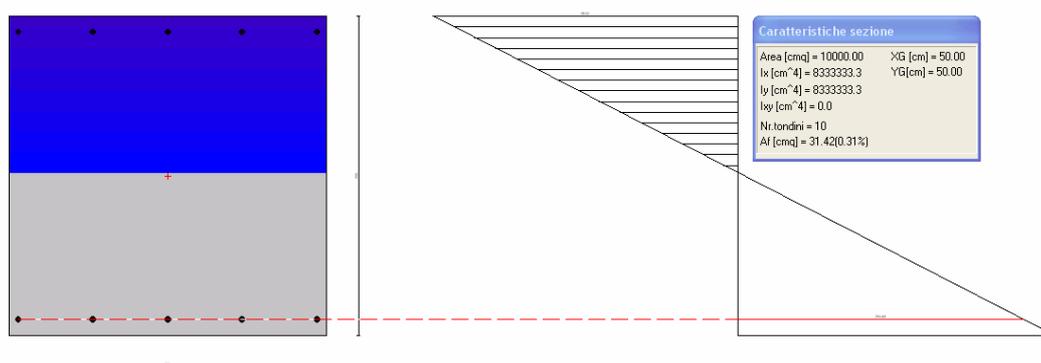


Figura 5.10: Diagramma delle tensioni normali

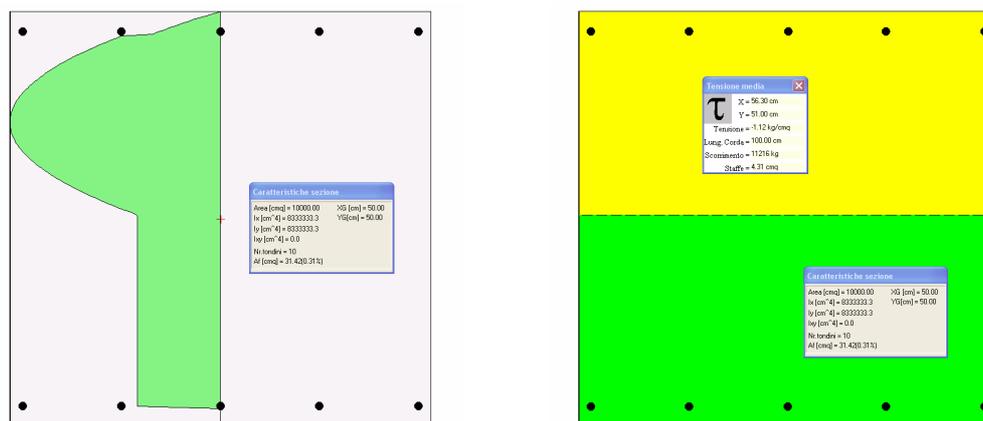


Figura 5.11: Diagrammi delle tensioni tangenziali

5.6.1.2. Verifica paramento combinazione dinamica

<i>Tipo sezione:</i>	Rettangolare
Base	100.0 [cm]
Altezza	100.0 [cm]

Resistenza a trazione del materiale non messa in conto

Sollecitazioni :

Sforzo Normale	30896.91 [kg]
Momento lungo asse Y	21005.82 [kgm]
Sforzo di Taglio lungo asse Y	15397.5 [kg]

Risultati analisi. Tensioni ammissibili

Caratteristiche asse neutro sezione :

Distanza asse neutro dal lembo più compresso	32.450 [cm]
Equazione asse neutro	$-100.000y + 1754.986 = 0$
Punti di intersezione con perimetro sezione	(100.00 ; 67.55) (0.00 ; 67.55)
Inclinazione asse neutro rispetto all'orizzontale	0.000 [°]

Tensioni :

Tensione di compressione massima nel calcestruzzo	22.59 [kg/cmq]
Tensione tangenziale nel calcestruzzo	1.58 [kg/cmq]
Tensione di compressione massima nel ferro	286.66 [kg/cmq]
Tensione di trazione massima nel ferro	-653.19 [kg/cmq]

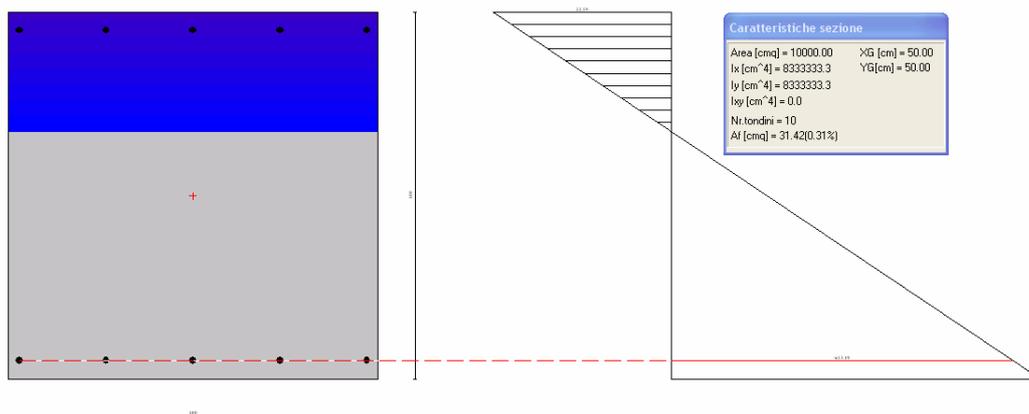


Figura 5.12: Diagramma delle tensioni normali

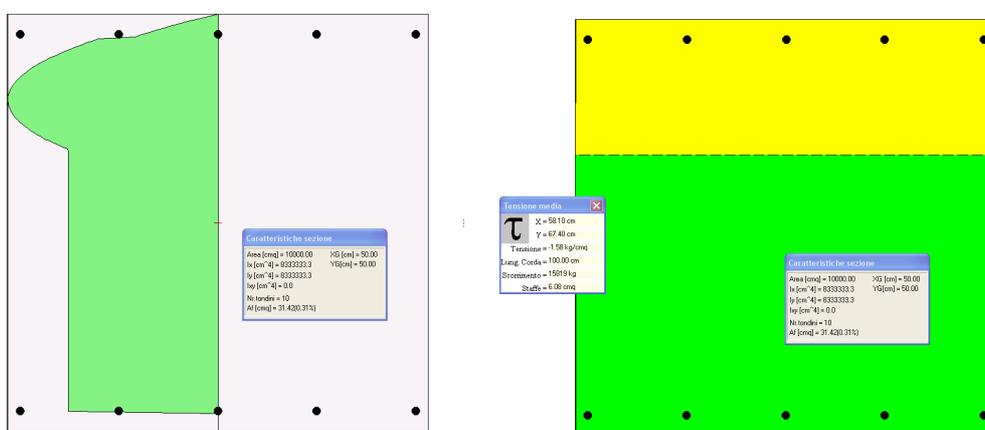


Figura 5.13: Diagrammi delle tensioni tangenziali

5.6.1.3. Verifica paramento combinazione statica (forze orizzontali)

Tipo sezione: Generica

Base 100.0 [cm]

Altezza 100.0 [cm]

Resistenza a trazione del materiale non messa in conto

Sollecitazioni :

Sforzo Normale -1980.26 [kg]

Momento lungo asse X 9279.27 [kgm]

Sforzo di Taglio lungo asse X 10910.8 [kg]

Risultati analisi. Tensioni ammissibili

Caratteristiche asse neutro sezione :

Distanza asse neutro dal lembo più compresso 15.984 [cm]

Equazione asse neutro $-100.000x + 3401.556 = 0$

Punti di intersezione con perimetro sezione (84.02 ; 0.00) (84.02 ; 100.00)
 Inclinazione asse neutro rispetto all'orizzontale 90.000 [°]

Tensioni :

Tensione di compressione massima nel calcestruzzo 9.73 [kg/cmq]
 Tensione tangenziale nel calcestruzzo -1.22 [kg/cmq]
 Tensione di compressione massima nel ferro 100.26 [kg/cmq]
 Tensione di trazione massima nel ferro -721.21 [kg/cmq]

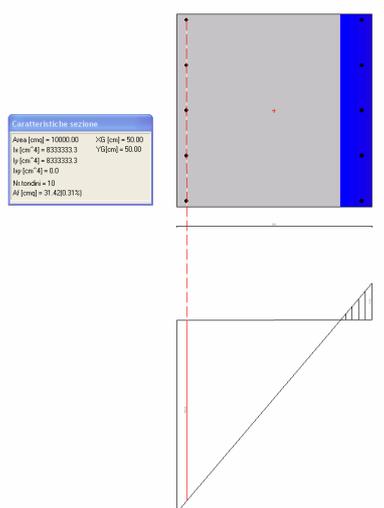


Figura 5.14: Diagramma delle tensioni normali

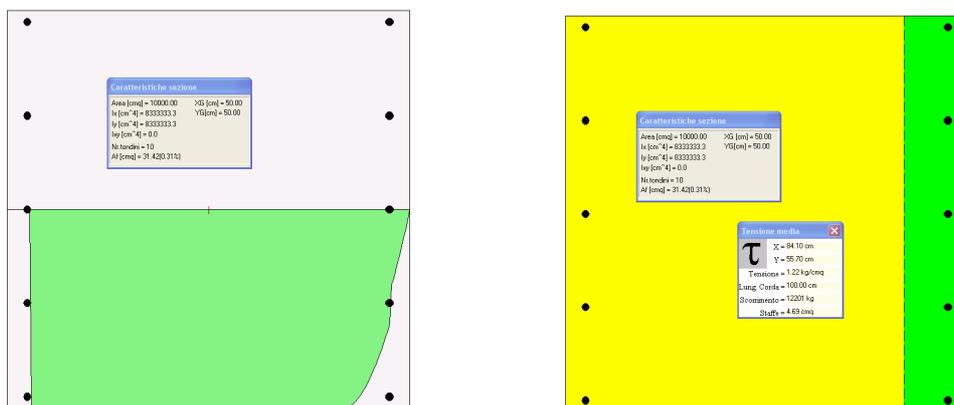


Figura 5.15: Diagramma delle tensioni tangenziali

5.6.2. Base del paraghiaia

Nella figura seguente si riportano i valori delle sollecitazioni, per metro lineare, nell'elemento shell che rappresenta il paramento della spalla nelle due combinazioni di carico statica e dinamica.

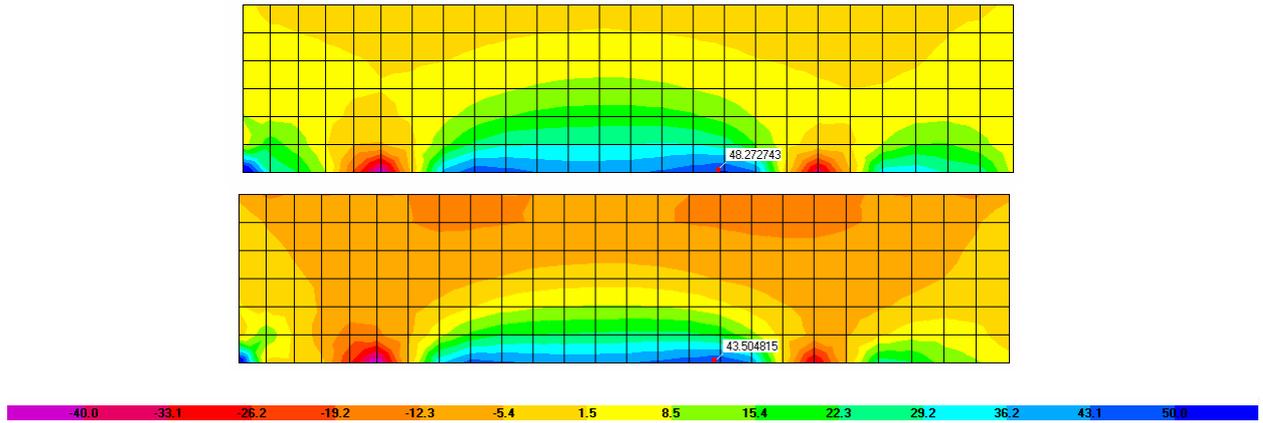


Figura 5.16: Momenti M_{22} nel paramento nella combinazione statica (in alto) e dinamica

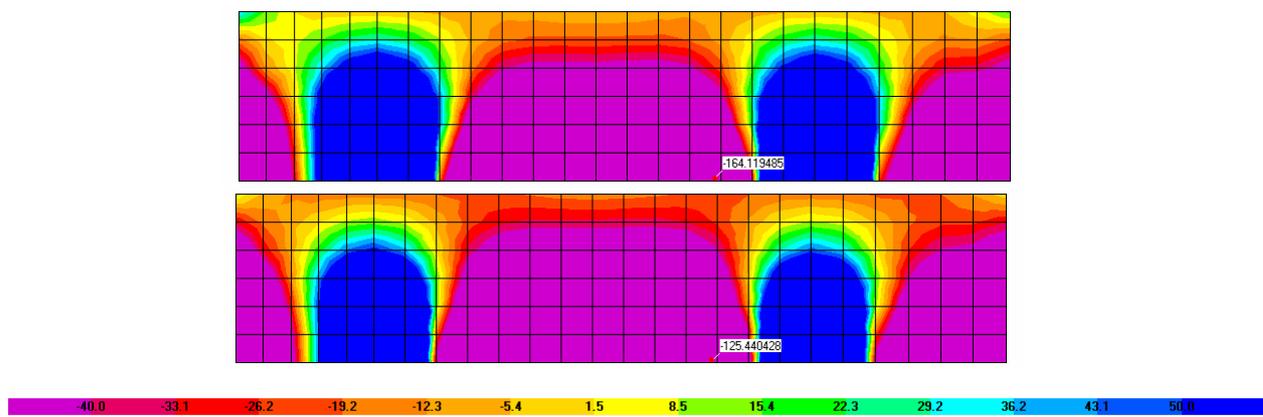


Figura 5.17: Sforzo normale F_{22} verticale nella combinazione statica (in alto) e dinamica

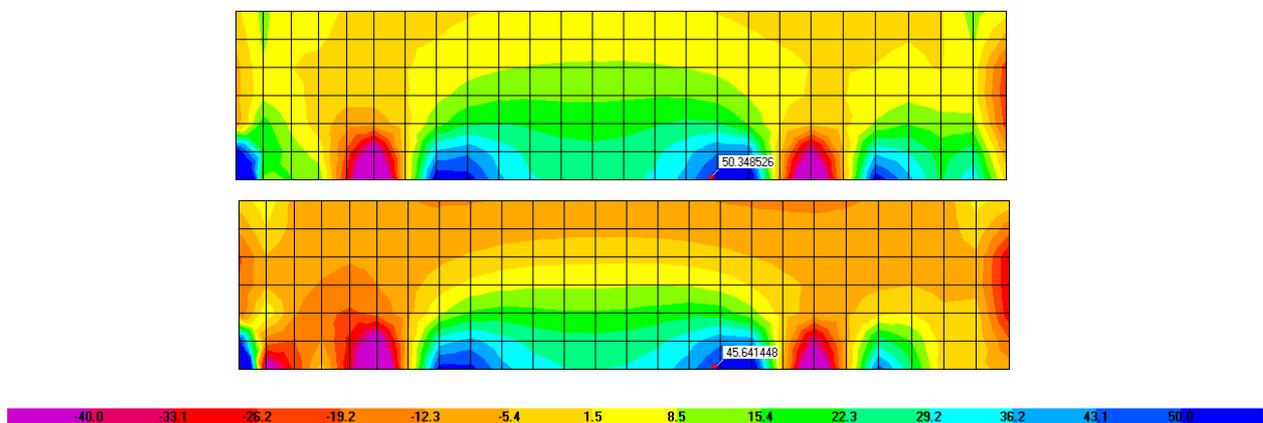


Figura 5.18: Taglio V_{23} nella combinazione statica (in alto) e dinamica

5.6.2.1. Verifica paraghiaia combinazione statica

Tipo sezione : Rettangolare
 Base 50.0 [cm]
 Altezza 100.0 [cm]
 Resistenza a trazione del materiale non messa in conto

Sollecitazioni :

Sforzo Normale	16723.08 [kg]
Momento lungo asse Y	4894.56 [kgm]
Sforzo di Taglio lungo asse Y	5098.5 [kg]

Risultati analisi. Tensioni ammissibili

Caratteristiche asse neutro sezione :

Distanza asse neutro dal lembo più compresso	69.130 [cm]
Equazione asse neutro	$-50.000y - 956.486 = 0$
Punti di intersezione con perimetro sezione	(50.00 ; 30.87) (0.00 ; 30.87)
Inclinazione asse neutro rispetto all'orizzontale	0.000 [°]

Tensioni :

Tensione di compressione massima nel calcestruzzo	9.39 [kg/cm ²]
Tensione tangenziale nel calcestruzzo	0.32 [kg/cm ²]
Tensione di compressione massima nel ferro	130.70 [kg/cm ²]
Tensione di trazione massima nel ferro	-52.73 [kg/cm ²]

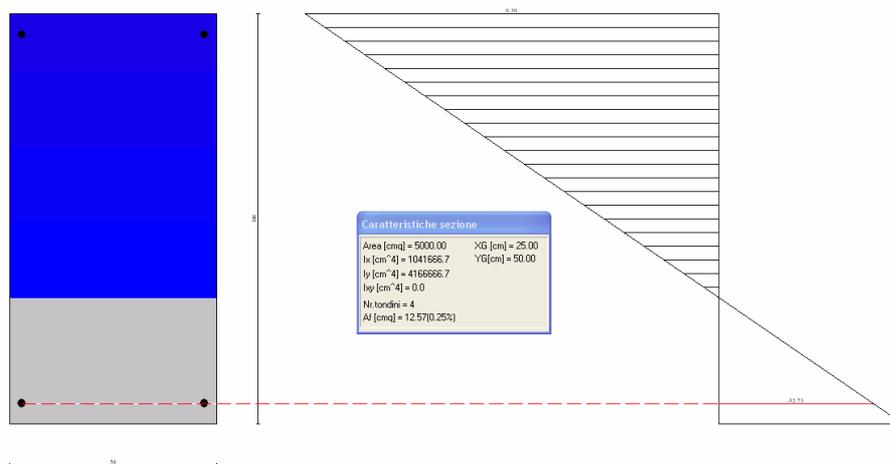


Figura 5.19: Diagramma delle tensioni normali

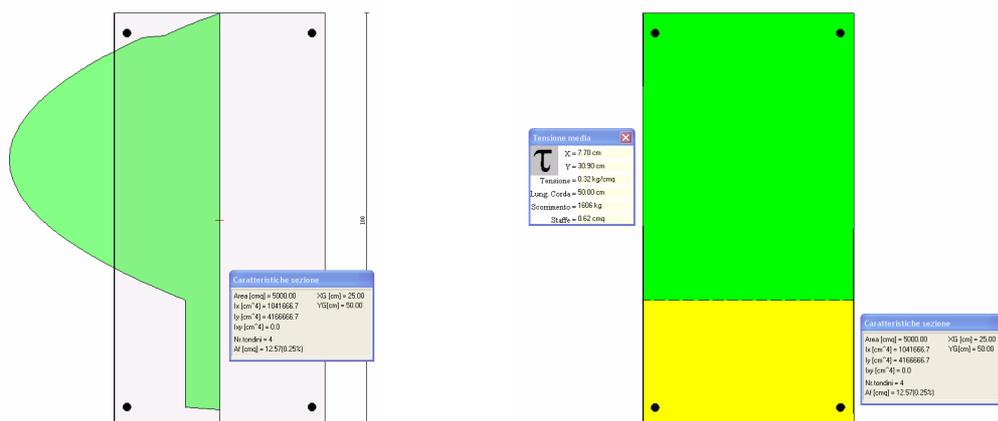


Figura 5.20: Diagramma delle tensioni tangenziali

5.6.2.2. Verifica paragonata combinazione dinamica

<i>Tipo sezione:</i>	Rettangolare
Base	50.0 [cm]
Altezza	100.0 [cm]

Resistenza a trazione del materiale non messa in conto

Sollecitazioni :

Sforzo Normale	12746.25 [kg]
Momento lungo asse Y	4435.69 [kgm]
Sforzo di Taglio lungo asse Y	4649.8 [kg]

Risultati analisi. Tensioni ammissibili

Caratteristiche asse neutro sezione :

Distanza asse neutro dal lembo più compresso	57.602 [cm]
Equazione asse neutro	$-50.000y - 380.081 = 0$
Punti di intersezione con perimetro sezione	(50.00 ; 42.40) (0.00 ; 42.40)
Inclinazione asse neutro rispetto all'orizzontale	0.000 [°]

Tensioni :

Tensione di compressione massima nel calcestruzzo	8.70 [kg/cmq]
Tensione tangenziale nel calcestruzzo	0.45 [kg/cmq]
Tensione di compressione massima nel ferro	119.19 [kg/cmq]
Tensione di trazione massima nel ferro	-84.74 [kg/cmq]

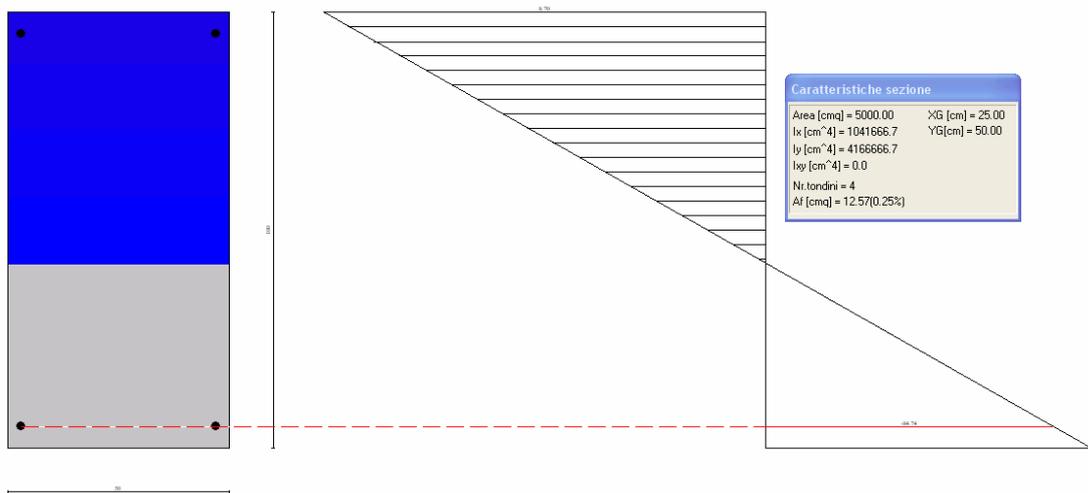


Figura 5.21: Diagramma delle tensioni normali

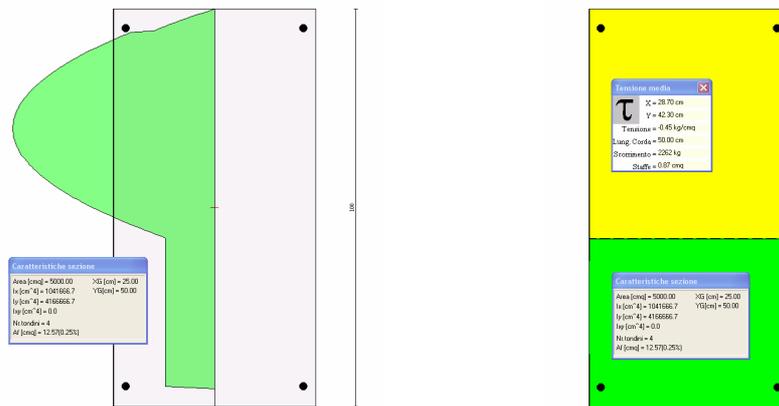


Figura 5.22: Diagramma delle tensioni tangenziali

5.6.3. Base del muro d'ala

Nella figura seguente si riportano i valori delle sollecitazioni, per metro lineare, nell'elemento shell che rappresenta il paramento della spalla.

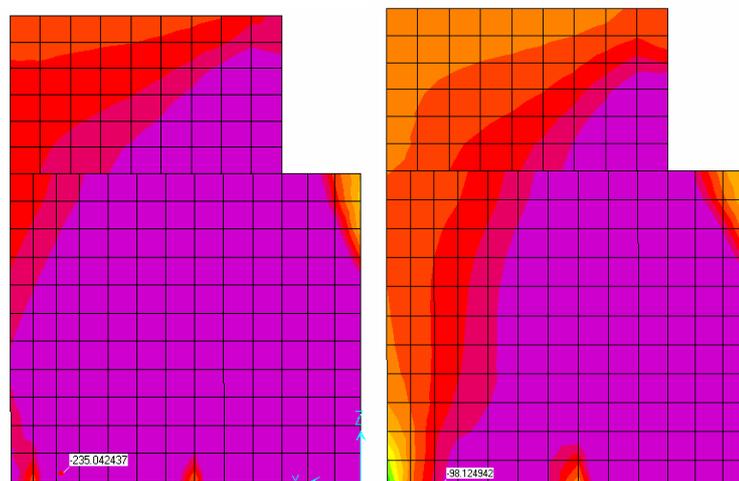




Figura 5.23: Sforzo normale F_{22} verticale nella combinazione statica (a sinistra) e dinamica

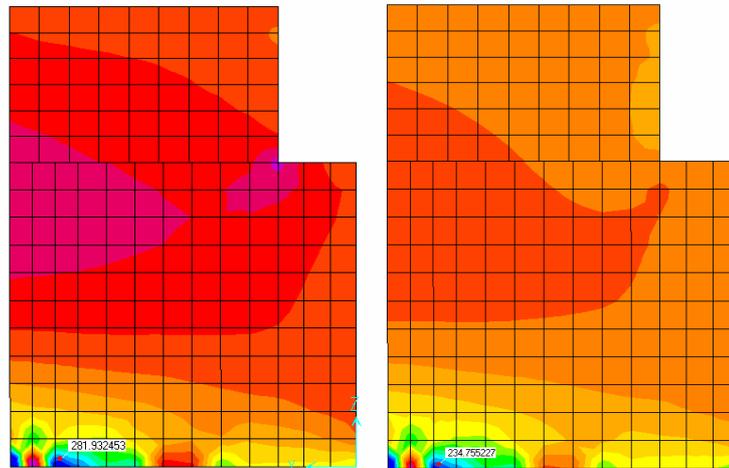


Figura 5.24: Momenti M_{22} nel paramento nella combinazione statica (a sinistra) e dinamica

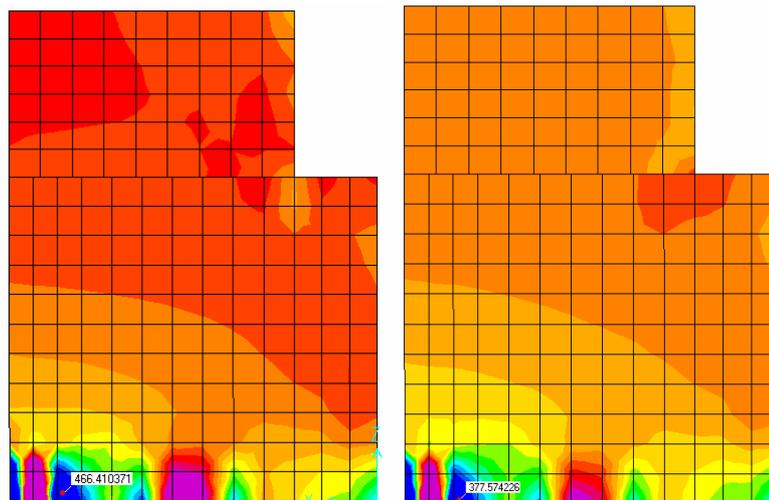


Figura 5.25: Taglio verticale V_{23} nella combinazione statica (a sinistra) e dinamica

5.6.3.1. Verifica muro d'ala combinazione statica

Tipo sezione: Rettangolare

Base 100.0 [cm]

Altezza 100.0 [cm]

Resistenza a trazione del materiale non messa in conto

Sollecitazioni :

Sforzo Normale 23962.95 [kg]

Momento lungo asse Y 28755.54 [kgm]

Sforzo di Taglio lungo asse Y 47518.0 [kg]

Risultati analisi. Tensioni ammissibili

Caratteristiche asse neutro sezione :

Distanza asse neutro dal lembo più compresso	24.694 [cm]
Equazione asse neutro	$0.000x - 100.000y + 2530.588 = 0$
Punti di intersezione con perimetro sezione	(100.00 ; 75.31) (0.00 ; 75.31)
Inclinazione asse neutro rispetto all'orizzontale	0.000 [°]

Tensioni :

Tensione di compressione massima nel calcestruzzo	31.87 [kg/cmq]
Tensione tangenziale nel calcestruzzo	5.23 [kg/cmq]
Tensione di compressione massima nel ferro	381.31 [kg/cmq]
Tensione di trazione massima nel ferro	-1361.23 [kg/cmq]

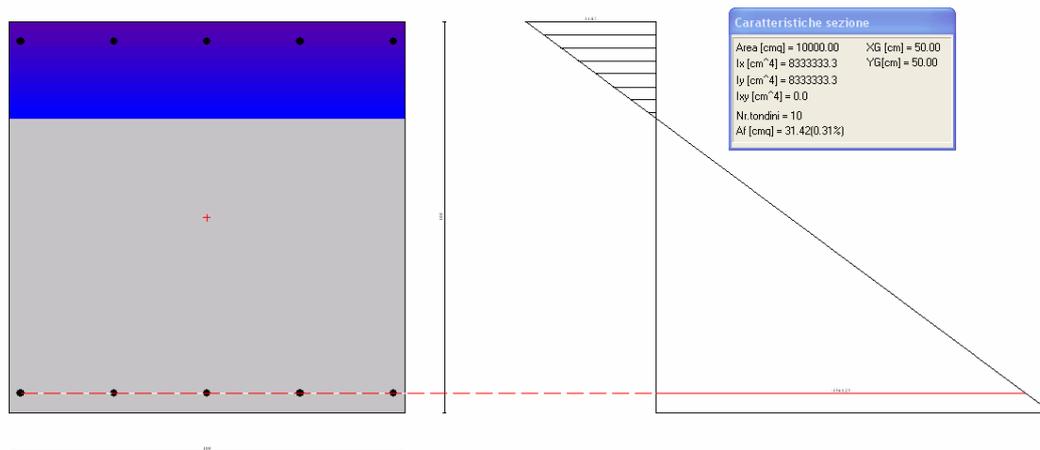


Figura 5.26: Diagramma delle tensioni normali

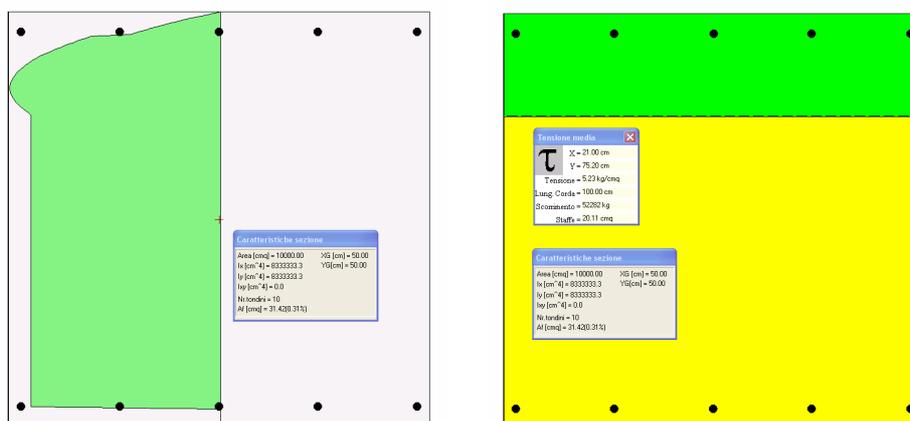


Figura 5.27: Diagramma delle tensioni tangenziali

5.6.3.2. Verifica muro d'ala combinazione dinamica

Tipo sezione: Rettangolare

Base 100.0 [cm]

Altezza 100.0 [cm]

Resistenza a trazione del materiale non messa in conto

Sollecitazioni :

Sforzo Normale 9993.06 [kg]

Momento lungo asse Y 23860.98 [kgm]

Sforzo di Taglio lungo asse Y 38442.7 [kg]

Risultati analisi. Tensioni ammissibili

Caratteristiche asse neutro sezione :

Distanza asse neutro dal lembo più compresso 20.812 [cm]

Equazione asse neutro $-100.000y + 2918.809 = 0$

Punti di intersezione con perimetro sezione (100.00 ; 79.19) (0.00 ; 79.19)

Inclinazione asse neutro rispetto all'orizzontale 0.000 [°]

Tensioni :

Tensione di compressione massima nel calcestruzzo 26.32 [kg/cmq]

Tensione tangenziale nel calcestruzzo 4.29 [kg/cmq]

Tensione di compressione massima nel ferro 299.93 [kg/cmq]

Tensione di trazione massima nel ferro -1407.26 [kg/cmq]

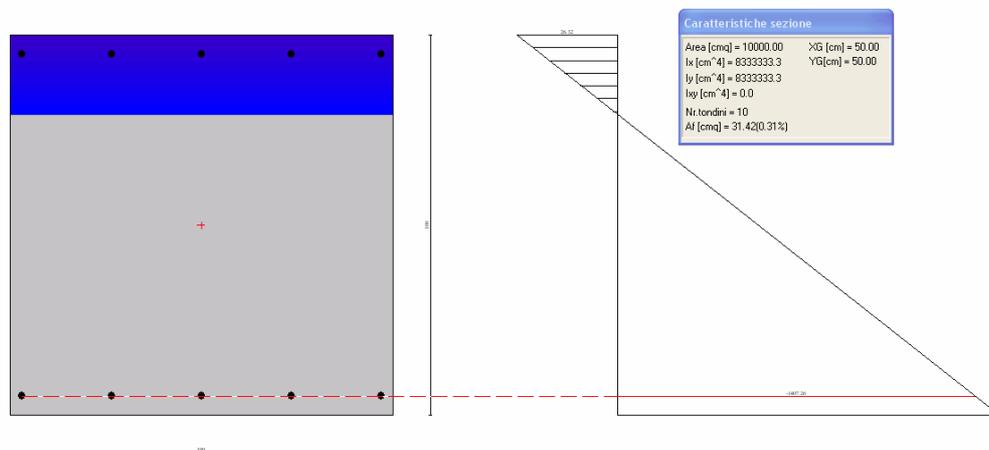


Figura 5.28: Diagrammi delle tensioni normali



Figura 5.29: Diagramma delle tensioni tangenziali

6. CALCOLO PALI DI FONDAZIONE

6.1. METODI DI CALCOLO

In questo paragrafo si descrivono i principi di calcolo adottati per le verifiche di capacità portante per azioni orizzontali e verticali delle palificate interessanti le fondazioni delle opere di cui si tratta.

6.1.1.1. Scarichi sui pali

Gli scarichi sui pali sono stati calcolati ipotizzando che la piastra di fondazione sia infinitamente rigida. Pertanto gli sforzi assiali di ogni palo dipendono dalla distanza di questi rispetto agli assi baricentrici della palificata. Allo stesso modo i tagli sono stati calcolati dividendo lo sforzo totale di taglio per il numero di pali.

6.1.1.2. Portanza per carichi verticali

6.1.1.2.1. Palo singolo

La portanza ammissibile Q_{amm} di un palo singolo è stata valutata secondo l'espressione:

$$Q_{amm} = \frac{Q_{lim}}{F_s} - W_p = \frac{Q_p + Q_s}{F_s} - W_p = \frac{q_p A_p + \sum_i \pi D q_{si} \Delta z_i}{F_s} - W_p \quad [6-1]$$

dove:

Q_{lim} = carico limite del palo;

F_s = coefficiente di sicurezza = 2,5 (2);

W_p = peso proprio del palo;

Q_p = resistenza alla punta (portanza di base);

Q_s = resistenza laterale (portanza laterale);

q_p = resistenza unitaria alla punta (portanza unitaria alla base);

q_{si} = resistenza unitaria laterale (portanza unitaria laterale) relativa allo strato i-esimo;

A_p = area della punta;

Δz_i = spessore dello strato i-esimo;

Per le portanze unitarie valgono inoltre le relazioni:

$$q_p = N_c c + N_q \sigma_{v0} \quad [6-2]$$

$$q_{si} = \alpha c_i + k_{si} \sigma_{vi} \tan \varphi_i \quad [6-3]$$

in cui:

c = coesione del terreno nello strato di base;

c_i = coesione del terreno nello strato i-esimo;

φ_i = angolo d'attrito del terreno nello strato i-esimo;

(2) In rispetto della Normativa geotecnica vigente (D.M. 11-3-1988) è stato assunto un coefficiente di sicurezza 2,5 sia per la portanza di punta che quella per attrito lungo il fusto.

- σ_{v0} = pressione nel terreno agente sul piano orizzontale passante per la punta del palo;
 σ_{vi} = pressione sul piano orizzontale passante a metà dello strato i-esimo;
 k_{si} = coefficiente di spinta, compreso tra k_a (spinta attiva) e k_p (spinta passiva), assunto pari a 0,5 per i terreni di copertura e pari a 0,4 per i terreni nel substrato;
 $\alpha = 0,35$ = coefficiente d'adesione.
 N_c, N_q = fattori adimensionali di capacità portante funzioni dell'angolo di attrito del terreno φ e del rapporto tra lunghezza e diametro del palo.

La valutazione della portanza in tensioni totali (condizioni non drenate) porta alle seguenti assunzioni:

- $c = c_u$ = coesione non drenata del terreno nello strato di base;
 $c_i = c_{ui}$ = coesione non drenata del terreno nello strato i-esimo;
 $\varphi_i = \varphi_{ui} = 0$ = angolo d'attrito non drenato del terreno nello strato i-esimo;
 $N_c = 9$;
 $N_q = 1$;
 per cui si ha:

$$q_p = 9 c_u + \gamma L \quad [6-4]$$

dove:

- γ = peso specifico del terreno, pari a γ (peso di volume) per terreno sopra la falda, e pari a γ_{sat} (peso di volume saturo) per terreno sotto falda;
 L = profondità del piano di appoggio dei pali rispetto al piano campagna.

Se, invece, la valutazione della portanza è condotta rispetto alle tensioni efficaci (condizioni drenate) si assumono le seguenti grandezze:

- $c = c'$ = coesione drenata del terreno nello strato di base;
 $c_i = c'_i$ = coesione drenata del terreno nello strato i-esimo;
 $\varphi_i = \varphi'_i$ = angolo d'attrito del terreno nello strato i-esimo;
 $\sigma_{v0} = \sigma'_{v0}$ = pressione efficace nel terreno agente sul piano orizzontale passante per la punta del palo;
 $\sigma_{vi} = \sigma'_{vi}$ = pressione efficace sul piano orizzontale passante a metà dello strato i-esimo.

Quando la verifica è condotta in tensioni efficaci quel che si ottiene dalla [6-2] è una portanza efficace. Ad essa, quindi, si deve sommare l'eventuale sottospinta idraulica $u = \gamma_w h_w$ essendo h_w la profondità del piano di appoggio rispetto alla quota della falda e γ_w il peso di volume dell'acqua.

In accordo con quanto indicato nelle "Raccomandazioni sui pali di Fondazione" (AGI, dicembre 1984) per i pali di grande diametro si è assunto un coefficiente N_q ridotto in considerazione dei cedimenti ammissibili, secondo Berezantzev (1965), corrispondenti all'insorgere delle prime deformazioni plastiche alla punta del palo:

$$N_c = (N_q - 1) \cotg \varphi \quad [6-5]$$

6.1.1.2.2. Gruppi di pali

La verifica di capacità portante della palificata è stata condotta a partire dalla portanza del palo singolo, moltiplicando questa per il coefficiente di gruppo ε funzione della geometria della palificata, secondo la formula di Converse Labarre:

$$\varepsilon = 1 - \arctg\left(\frac{D}{I}\right) * \left[\frac{m * (n-1) + n * (m-1)}{90 * m * n} \right] \quad [6-6]$$

dove:

D = diametro dei pali,

I = interasse minimo tra i pali,

m = numero di pali per riga,

n = numero di pali per colonna.

I carichi verticali agenti in testa ai pali sono stati calcolati ipotizzando che la zattera di fondazione fosse infinitamente rigida e quindi ripartendoli in funzione della distanza dei pali stessi dal baricentro della palificata.

6.1.1.2.3. Verifiche di portanza

Una volta determinato il carico agente su ogni singolo palo, si verifica che:

- il carico massimo sul singolo palo, sia inferiore al carico ammissibile ricavato secondo i metodi descritti in precedenza;
- la portanza della palificata ottenuta moltiplicando quella del singolo palo per il numero di pali e per il coefficiente di efficienza ε , sia maggiore del carico totale agente in testa alla palificata.

6.1.1.3. Resistenza alle azioni orizzontali

6.1.1.3.1. Interazione terreno-palo

Nel modello di terreno alla Winkler il terreno viene schematizzato come una serie di molle elastiche indipendenti fra di loro. Le molle che schematizzano il terreno vengono caratterizzate tramite una costante elastica K che rappresenta la pressione, applicata sul terreno, corrispondente ad uno spostamento unitario.

Il modello che è stato, invece, adottato per schematizzare il terreno, ai fini delle verifiche della resistenza laterale dei pali di fondazione, è un modello di tipo elasto-plastico perfetto (diagramma sforzi-deformazioni di tipo bilatero). Ciò significa che le molle posseggono una rigidità costante fino ad una soglia di plasticizzazione, individuata dalla pressione limite p_u , al di là della quale la rigidità si annulla mentre la reazione del terreno rimane costante anche aumentando gli spostamenti.

La resistenza del terreno $p_u = p_u(z)$ dipende dalle caratteristiche del terreno e dalla geometria del palo. In terreni puramente coesivi ($c = c_u$, $\varphi = 0$) la resistenza cresce dal valore nullo in sommità (piano campagna) fino ad un valore massimo, compreso tra $8 c_u$ e $12 c_u$, in corrispondenza di una profondità pari a circa 3 diametri. Nel caso di terreni dotati di attrito e coesione la resistenza limite ad una generica profondità z è calcolabile dalla relazione di Brinch Hansen

$$P_u = q K_{pq} + c K_{pc} \quad [6-7]$$

dove:

D è il diametro del palo;

q è la pressione geostatica alla profondità z ;

c è la coesione alla profondità z ;

K_{pq}, K_{pc} sono coefficienti funzioni dell'angolo di attrito del terreno del terreno φ e del rapporto z/D ; i loro valori possono essere ricavati dagli abachi di tabella 6.1.

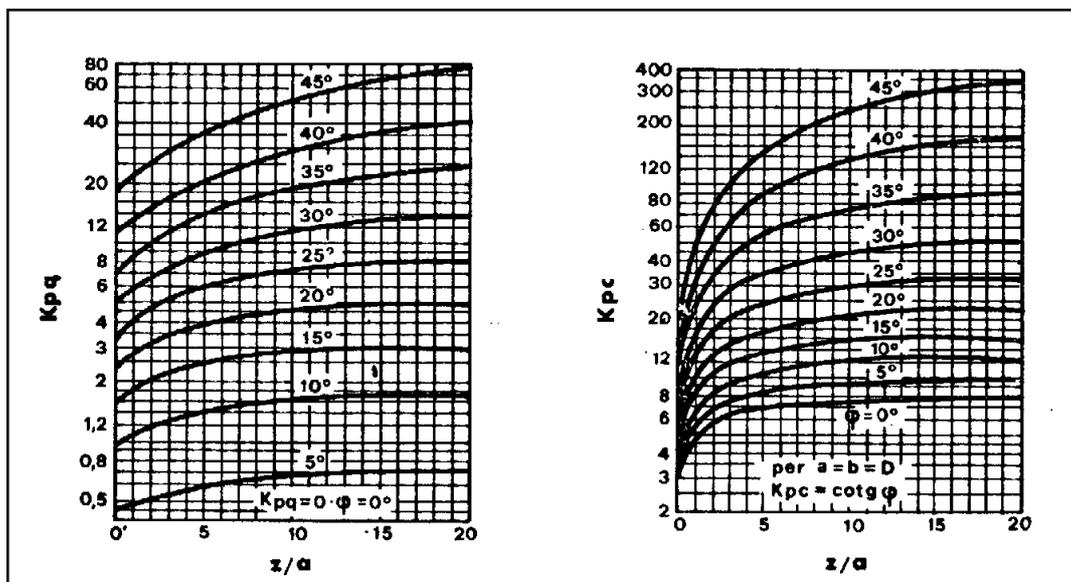


Tabella 6.1: Valori dei coefficienti di Brinch Hansen

Nel metodo degli elementi finiti il palo viene suddiviso in un certo numero di elementi di eguale lunghezza. Ogni elemento è caratterizzato da una sezione avente area ed inerzia coincidente con quella del palo, vincolato al terreno con una molla posta sul nodo di collegamento con l'elemento sottostante. La rigidezza di questa molla è funzione, oltre che della costante di Winkler del terreno stesso (relativamente agli spostamenti orizzontali) anche del diametro del palo e della modalità d'istallazione.

Normalmente si assume che la variabilità della rigidezza K rispetto alla profondità sia lineare nel caso di sabbie o di argille normal-consolidate, mentre per le argille sovra-consolidate si assume un valore costante a tutte le profondità.

Questa modellazione presenta il notevole vantaggio di poter schematizzare tutti quei comportamenti individuati da Broms e che sarebbe impossibile trattare per via analitica. In particolare risulta automatico analizzare casi in cui si ha insufficiente portanza non per rottura del palo ma per rottura del terreno (vedi il caso di un palo molto rigido in un terreno molle).

6.1.1.3.2. Verifica di resistenza ad azioni orizzontali

Avendo definito il problema d'interazione (lunghezza del palo, vincolo in testa, scarico in testa al palo) si suppone di incrementare il carico orizzontale agente sulla testa del palo finché non si raggiunge:

- la rottura strutturale del palo in qualche sezione;
- la perdita d'equilibrio complessivo per plasticizzazione estesa del terreno circostante.

Rispetto al secondo tipo di crisi, più incerto, si assume un coefficiente di sicurezza pari a 2.

6.2. DIAGRAMMA DI PORTANZA DEI PALI

In funzione delle caratteristiche del terreno, è stato valutato il diagramma di portanza del singolo palo. Nel diagramma di portanza si riportano i valori della portanza ammissibile [t] del singolo palo, in funzione della lunghezza dello stesso [m].

PALI DN1200		
SPALLE		
	Portanza [T]	Lunghezza [m]
	0	0
	125,3	15
	161,5	20
	190,5	24
	212,2	27
	234	30
	262,9	34
	284,7	37
	306,4	40

Tabella 6.2: Valori di portanza del singolo palo in funzione della lunghezza

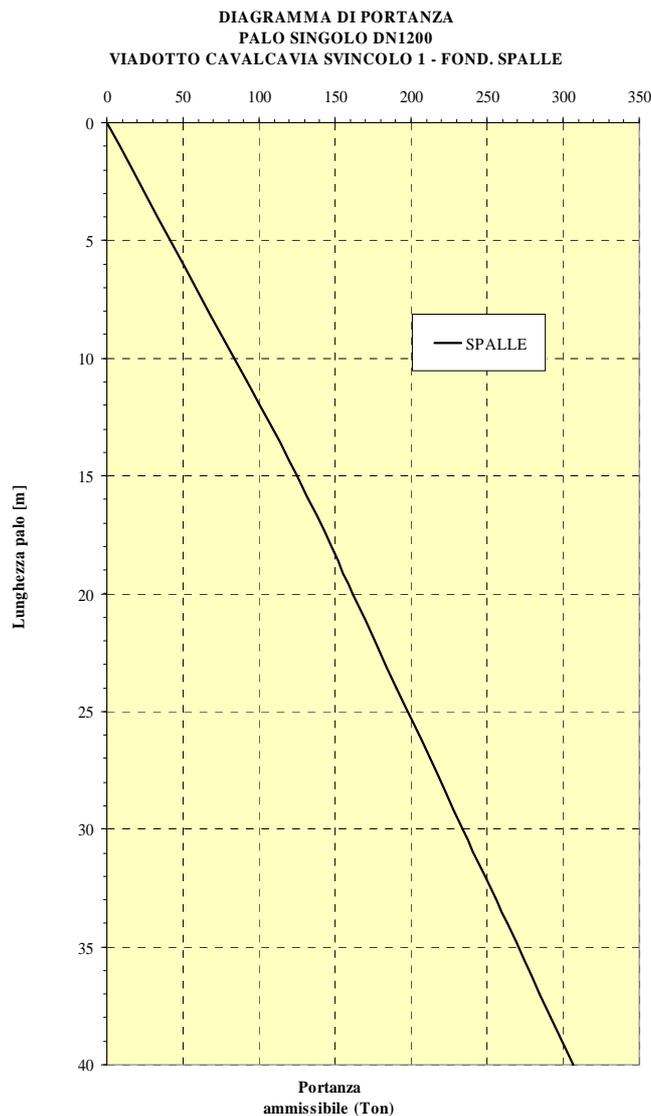


Figura 6.1: Diagramma di portanza del singolo palo

Nella tabella seguente si riporta il valore coefficiente di gruppo ε , funzione della geometria della palificata, ed ottenuto secondo la formula di Converse Labarre [6-8].

DETERMINAZIONE COEFFICIENTE DI GRUPPO (Formula di Converse Labarre)	
COEFFICIENTE DI GRUPPO PLINTO A 15 PALI	
Dati:	D=1,20 (m) Imin = 3,6 (m)
	pali per riga a=4 pali per colonna b=3
$\varepsilon =$	0,70

Tabella 6.3: Determinazione del coefficiente di gruppo della palificata.

6.3. ANALISI DEI CARICHI

Si prevede di adottare 15 pali di diametro pari a 1,2 m, disposti su tre file, come riportato nella figura sottostante.

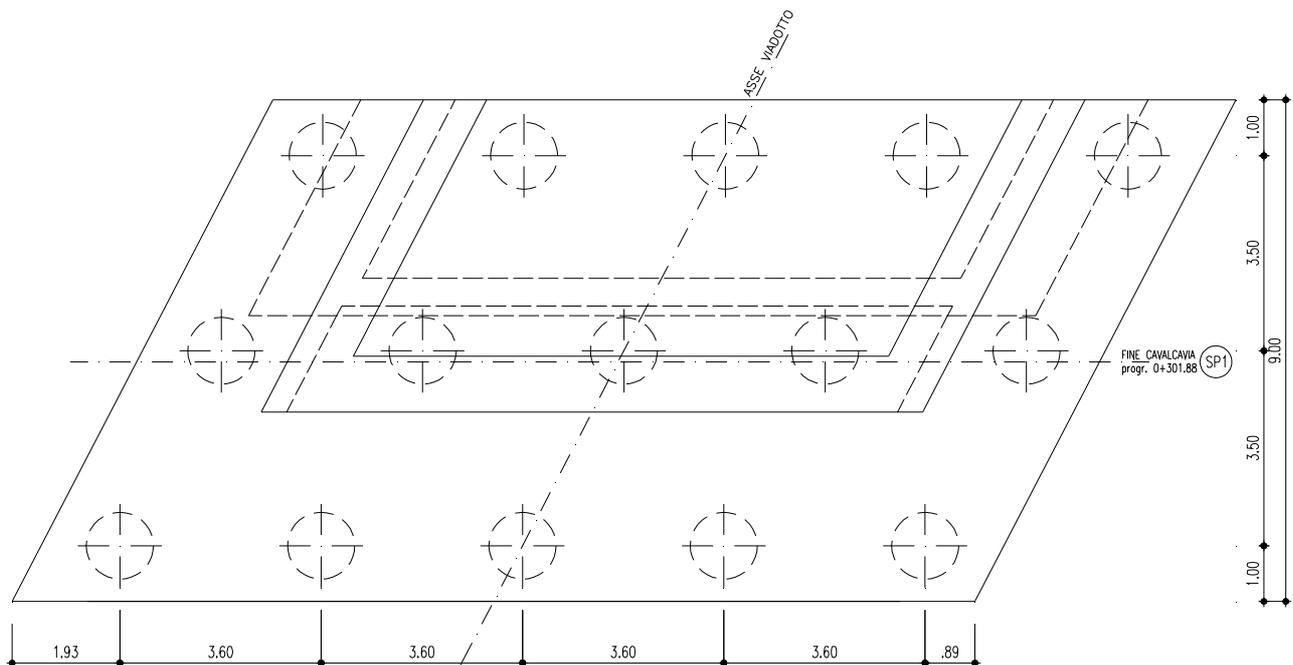


Figura 6.2: Pianta della palificata

In prima analisi sono state valutate le azioni, sia nella combinazione statica che in quella dinamica, trasmesse dalla zattera di fondazione della spalla ai pali.

Nella tabella seguente sono state riportate le Base Reaction ricavate dal Sap 2000 v.10.

TABLE: Base Reactions

OutputCase	CaseType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ	GlobalMX	GlobalMY
Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m
STATICA	Combination	137,086	2175,054	27068,028	138211,692	-307605,098
DINAMICA	Combination	655,311	2914,889	23956,388	120133,441	-271048,085

Tabella 6.4: Base Reactions

Combinando le forze Fx ed Fy, è stato ottenuto il taglio globale agente alla base della fondazione nelle due combinazioni.

$$T_{glob} = \sqrt{F_x^2 + F_y^2}$$

TAGLIO GLOBALE ALLA BASE DELLA FONDAZIONE			
<i>COMB.STATICA</i>	Tglob =	2179,37	kN
<i>COMB.DINAMICA</i>	Tglob =	2987,64	kN
<i>NUM. PALI</i>	n =	15	

Tabella 6.5: Taglio globale risultante nelle due combinazioni

E' stato poi valutato il punto di applicazione della forza Fz, rispetto al sistema di riferimento adottato nel modello della spalla, con origine nello spigolo inferiore della zattera di fondazione.

$$X_z = -\frac{M_y}{F_z} \quad ; \quad Y_z = \frac{M_x}{F_z}$$

POSIZIONE Fz			
<i>COMB.STATICA</i>	Yz =	5,11	m
	Xz =	11,36	m
<i>COMB.DINAMICA</i>	Yz =	5,01	m
	Xz =	11,31	m

Tabella 6.6: Coordinate del punto di applicazione della forza Fz nelle due combinazioni

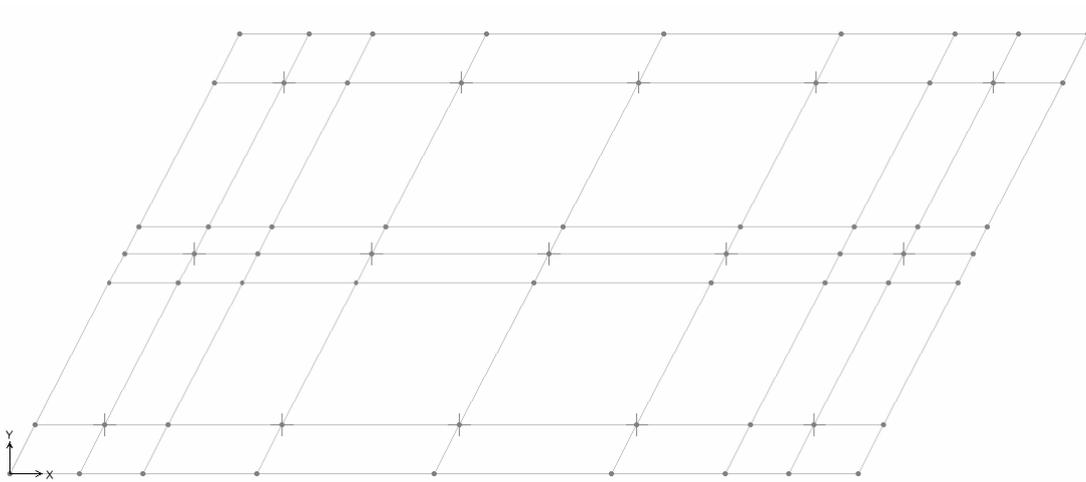


Figura 6.3: Definizione del sistema di riferimento della zattera di fondazione e della palificata

Nella tabella seguente è stata riportata la geometria e l'individuazione della posizione del baricentro della palificata, rispetto il medesimo sistema di riferimento.

Numero di file di pali

3

GEOMETRIA PALIFICATA

Fila	n.pali	interasse [m]	Dx [m]	Dy [m]
1	5	3,6	1,93	1
2	5	3,6	3,75	4,5
3	5	3,6	5,56	8

Xg [m]	Yg [m]
10,95	4,50

Tabella 6.7: Geometria ed individuazione del baricentro della palificata

In seguito sono stati definiti gli scarichi in fondazione nelle due combinazioni:

SCARICHI IN FONDAZIONE						
Comb.	Nome	Hx [kN]	Hy [kN]	V [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]
1	<i>AIII</i>	0,00	2.179,37	27.068,00	-16.240,00	11.097,88
2	<i>AV</i>	0,00	2.987,63	23.956,38	-12.217,56	8.624,16

Tabella 6.8: Scarichi in fondazione

In fine sono stati calcolati gli scarichi su ogni singolo palo.

SCARICHI SUI PALI						
Comb.	Palo n.	Hx [kN]	Hy [kN]	V* [kN]	V [kN]	Tipo
1	1	0,00	145,29	2.505,80	2.970,74	AIII
1	2	0,00	145,29	2.411,07	2.876,01	AIII
1	3	0,00	145,29	2.316,34	2.781,28	AIII
1	4	0,00	145,29	2.221,61	2.686,55	AIII
1	5	0,00	145,29	2.126,87	2.591,81	AIII
1	6	0,00	145,29	1.993,91	2.458,85	AIII
1	7	0,00	145,29	1.899,18	2.364,12	AIII
1	8	0,00	145,29	1.804,45	2.269,39	AIII
1	9	0,00	145,29	1.709,71	2.174,65	AIII
1	10	0,00	145,29	1.614,98	2.079,92	AIII
1	11	0,00	145,29	1.482,28	1.947,22	AIII
1	12	0,00	145,29	1.387,55	1.852,49	AIII
1	13	0,00	145,29	1.292,82	1.757,76	AIII
1	14	0,00	145,29	1.198,08	1.663,02	AIII
1	15	0,00	145,29	1.103,35	1.568,29	AIII
2	1	0,00	199,18	2.130,55	2.595,49	AV
2	2	0,00	199,18	2.056,93	2.521,87	AV
2	3	0,00	199,18	1.983,31	2.448,25	AV
2	4	0,00	199,18	1.909,70	2.374,64	AV
2	5	0,00	199,18	1.836,08	2.301,02	AV
2	6	0,00	199,18	1.744,26	2.209,20	AV
2	7	0,00	199,18	1.670,64	2.135,58	AV
2	8	0,00	199,18	1.597,02	2.061,96	AV
2	9	0,00	199,18	1.523,41	1.988,35	AV
2	10	0,00	199,18	1.449,79	1.914,73	AV
2	11	0,00	199,18	1.358,17	1.823,11	AV
2	12	0,00	199,18	1.284,55	1.749,49	AV
2	13	0,00	199,18	1.210,94	1.675,88	AV
2	14	0,00	199,18	1.137,32	1.602,26	AV
2	15	0,00	199,18	1.063,71	1.528,65	AV

Tabella 6.9: Scarichi sui pali

6.4. CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DEI PALI DI FONDAZIONE

In funzione dello scarico massimo che si riscontra nel palo più caricato si è valutata la lunghezza da adottare per il palo, utilizzando i diagrammi di portanza precedentemente riportati.

Lo scarico massimo nel palo più sollecitato vale:

$$V_{\max} = 250,5 \quad [t]$$

Pertanto si prevede di adottare un palo di lunghezza pari a $L = 34 \text{ [m]}$, cui corrisponde un valore della portanza pari a $V_{\text{amm}} = 262,9 \text{ [t]}$.

La verifica di capacità portante della palificata viene condotta a partire dalla portanza del palo singolo, moltiplicando questa per il coefficiente di gruppo ε e per il numero di pali adoperati.

$$V_{\text{amm}} = n_{\text{pali}} \cdot V_{\text{amm}} \cdot \varepsilon = 2760,45 \quad [t]$$

Lo scarico della palificata vale:

$$V_{\max} = 2706,8 \quad [t]$$

Adottando una palificata costituita da 15 pali di diametro 1,2 m e lunghezza pari a 34 m, si verifica che:

- il carico massimo sul singolo palo è inferiore al carico ammissibile;
- la portanza della palificata è maggiore del carico totale agente in testa alla palificata.

6.5. CARATTERISTICHE E MODELLAZIONE DEL TERRENO DI FONDAZIONE

Nelle tabelle seguenti si sono riportate le caratteristiche del terreno adoperati per l'analisi dei pali di fondazione e le caratteristiche dei vari strati che lo compongono per una profondità di 34 m, ossia pari alla lunghezza di infissione del palo :

DATI GENERALI	
Presenza della falda	no
Profondità della falda dal piano campagna Z_w	200,00 m
Grado di sismicità dell'area S	6
Discretizzazione degli strati	0,5 m
Diametro del palo	1,2 m
Condizioni drenate	si

Tabella 6.10: Dati generali del terreno di fondazione

ϕ	Angolo di attrito interno dello strato
δ	Angolo di attrito terra muro
β	Angolo tra l'orizzontale ed il profilo del terrapieno
ψ	Angolo tra l'orizzontale e la parete del muro
c'	Coesione dello strato
c_u	Coesione non drenata dello strato
γ_{sat}	Peso di volume del terreno saturo
γ_d	Peso di volume del terreno secco
ϕ_{red}	Angolo di attrito interno per il calcolo del coefficiente di spinta passiva

STRATIGRAFIA											
Strato			Parametri geotecnici								
Nr.	Descrizione	Spessore	ϕ	δ	β	ψ	c'	c_u	γ_{sat}	γ_d	ϕ_{red}
Text	Text	m	°	°	°	°	kN/m ²	kN/m ²	kN/m ³	kN/m ³	°
1	Marna argillosa	34,00	21	0	0	90	0,0000	0,0000	22,00	20,00	18

Tabella 6.11: Stratigrafia del terreno di fondazione

Si osserva come l'angolo ridotto per il calcolo della spinta passiva viene calcolato considerando la seguente espressione:

$$\tan \phi_{red} = \frac{\tan \phi}{1,2}$$

In funzione delle caratteristiche del terreno precedentemente definite, si sono valutate le pressioni agenti alle varie profondità e le costanti di reazioni associate.

Strato	PRESSIONI						COSTANTI DI REAZIONE		
	z m	σ'_{v0} kN/m ²	u kN/m ²	σ'_a kN/m ²	σ'_p kN/m ²	σ'_{pe} kN/m ²	Fpu kN	kwh kN/m ³	Kh kN/m
1	0,00	0,00		0,00	0,00	0,00	0,00	15,000	9,000
1	0,50	10,00		4,72	18,76	18,20	10,92	15,000	9,000
1	1,00	20,00		9,45	37,53	36,40	21,84	15,000	9,000
1	1,50	30,00		14,17	56,29	54,61	32,76	15,000	9,000
1	2,00	40,00		18,89	75,05	72,81	43,68	15,000	9,000
1	2,50	50,00		23,62	93,82	91,01	54,61	15,000	9,000
1	3,00	60,00		28,34	112,58	109,21	65,53	15,000	9,000
1	3,50	70,00		33,06	131,35	127,41	76,45	15,000	9,000
1	4,00	80,00		37,79	150,11	145,61	87,37	15,000	9,000
1	4,50	90,00		42,51	168,87	163,82	98,29	15,000	9,000
1	5,00	100,00		47,24	187,64	182,02	109,21	15,000	9,000
1	5,50	110,00		51,96	206,40	200,22	120,13	15,000	9,000
1	6,00	120,00		56,68	225,16	218,42	131,05	15,000	9,000
1	6,50	130,00		61,41	243,93	236,62	141,97	15,000	9,000
1	7,00	140,00		66,13	262,69	254,82	152,89	15,000	9,000
1	7,50	150,00		70,85	281,45	273,03	163,82	15,000	9,000
1	8,00	160,00		75,58	300,22	291,23	174,74	15,000	9,000
1	8,50	170,00		80,30	318,98	309,43	185,66	15,000	9,000
1	9,00	180,00		85,02	337,75	327,63	196,58	15,000	9,000
1	9,50	190,00		89,75	356,51	345,83	207,50	15,000	9,000
1	10,00	200,00		94,47	375,27	364,03	218,42	15,000	9,000
1	10,50	210,00		99,19	394,04	382,24	229,34	15,000	9,000
1	11,00	220,00		103,92	412,80	400,44	240,26	15,000	9,000
1	11,50	230,00		108,64	431,56	418,64	251,18	15,000	9,000
1	12,00	240,00		113,37	450,33	436,84	262,10	15,000	9,000
1	12,50	250,00		118,09	469,09	455,04	273,03	15,000	9,000
1	13,00	260,00		122,81	487,85	473,24	283,95	15,000	9,000
1	13,50	270,00		127,54	506,62	491,45	294,87	15,000	9,000
1	14,00	280,00		132,26	525,38	509,65	305,79	15,000	9,000
1	14,50	290,00		136,98	544,15	527,85	316,71	15,000	9,000
1	15,00	300,00		141,71	562,91	546,05	327,63	15,000	9,000
1	15,50	310,00		146,43	581,67	564,25	338,55	15,000	9,000
1	16,00	320,00		151,15	600,44	582,45	349,47	15,000	9,000
1	16,50	330,00		155,88	619,20	600,66	360,39	15,000	9,000
1	17,00	340,00		160,60	637,96	618,86	371,31	15,000	9,000
1	17,50	350,00		165,32	656,73	637,06	382,24	15,000	9,000
1	18,00	360,00		170,05	675,49	655,26	393,16	15,000	9,000
1	18,50	370,00		174,77	694,25	673,46	404,08	15,000	9,000
1	19,00	380,00		179,49	713,02	691,66	415,00	15,000	9,000
1	19,50	390,00		184,22	731,78	709,87	425,92	15,000	9,000
1	20,00	400,00		188,94	750,55	728,07	436,84	15,000	9,000
1	20,50	410,00		193,67	769,31	746,27	447,76	15,000	9,000
1	21,00	420,00		198,39	788,07	764,47	458,68	15,000	9,000
1	21,50	430,00		203,11	806,84	782,67	469,60	15,000	9,000
1	22,00	440,00		207,84	825,60	800,87	480,52	15,000	9,000
1	22,50	450,00		212,56	844,36	819,08	491,45	15,000	9,000
1	23,00	460,00		217,28	863,13	837,28	502,37	15,000	9,000
1	23,50	470,00		222,01	881,89	855,48	513,29	15,000	9,000
1	24,00	480,00		226,73	900,65	873,68	524,21	15,000	9,000
1	24,50	490,00		231,45	919,42	891,88	535,13	15,000	9,000
1	25,00	500,00		236,18	938,18	910,09	546,05	15,000	9,000
1	25,50	510,00		240,90	956,95	928,29	556,97	15,000	9,000
1	26,00	520,00		245,62	975,71	946,49	567,89	15,000	9,000
1	26,50	530,00		250,35	994,47	964,69	578,81	15,000	9,000
1	27,00	540,00		255,07	1013,24	982,89	589,74	15,000	9,000
1	27,50	550,00		259,80	1032,00	1001,09	600,66	15,000	9,000
1	28,00	560,00		264,52	1050,76	1019,30	611,58	15,000	9,000
1	28,50	570,00		269,24	1069,53	1037,50	622,50	15,000	9,000
1	29,00	580,00		273,97	1088,29	1055,70	633,42	15,000	9,000
1	29,50	590,00		278,69	1107,06	1073,90	644,34	15,000	9,000
1	30,00	600,00		283,41	1125,82	1092,10	655,26	15,000	9,000
1	30,50	610,00		288,14	1144,58	1110,30	666,18	15,000	9,000
1	31,00	620,00		292,86	1163,35	1128,51	677,10	15,000	9,000
1	31,50	630,00		297,58	1182,11	1146,71	688,02	15,000	9,000
1	32,00	640,00		302,31	1200,87	1164,91	698,95	15,000	9,000
1	32,50	650,00		307,03	1219,64	1183,11	709,87	15,000	9,000
1	33,00	660,00		311,75	1238,40	1201,31	720,79	15,000	9,000
1	33,50	670,00		316,48	1257,16	1219,51	731,71	15,000	9,000
1	34,00	680,00		321,20	1275,93	1237,72	742,63	15,000	9,000

Tabella 6.12: Caratteristiche degli strati di terreno

Il modello adoperato per schematizzare il terreno è il modello di Winkler.

Nel modello di Winkler il terreno è schematizzato come una serie di molle elastiche perfettamente plastiche indipendenti fra loro. Le molle che schematizzano il terreno sono caratterizzate tramite una costante di rigidezza elastica k_{wh} , espressa in kN/m^3 , che rappresenta la pressione che bisogna applicare per ottenere uno spostamento unitario. La variazione della costante di Winkler con la profondità dipende dal tipo di terreno in cui il palo è immerso. Ad esempio nel caso dei terreni coesivi in condizioni non drenate k_{wh} assume un valore costante con la profondità mentre nel caso di terreni incoerenti la variazione di k_{wh} è di tipo lineare, crescente con la profondità. L'espressione di k_{wh} assume una forma binomia del tipo:

$$k_{wh}(z) = a + b \cdot z^n$$

Nel caso in esame si è assunto:

a	15.000
b	0
n	1

Pertanto si ha che k_{wh} risulta costante con la profondità:

k_w kN/m ³	z m
15.000	0,00
15.000	34,00

6.6. CARATTERISTICHE E MODELLAZIONE DEI PALI

I pali di fondazione presentano una lunghezza complessiva di 35 m, con un tratto fuori terra pari ad 1 m ed una lunghezza di infissione di 34 m. La sezione del palo è circolare, con un diametro di 1,2 m.

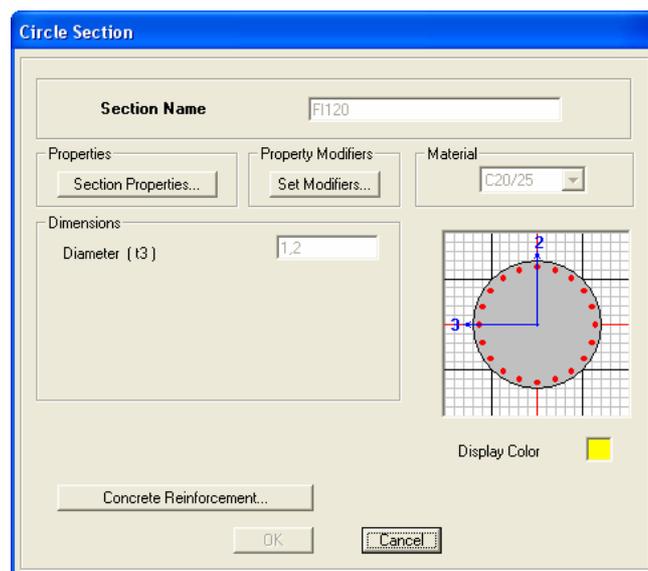


Figura 6.4: Sezione del palo

Il palo è stato modellato come una trave (elemento frame) a sezione circolare e risulta suddiviso in un determinato numero di elementi aventi area ed inerzia pari a quella della sezione trasversale del palo.

In corrispondenza di ogni nodo di separazione fra i vari elementi è stata inserita una molla orizzontale di opportuna rigidezza che schematizza il terreno. Le molle presentano un comportamento elastoplastico perfetto, con diagramma sforzi – deformazione di tipo bilatero (joint link-Plastic Wen). La singola molla reagisce fino ad un valore limite di reazione; una volta che è stato superato tale limite la molla non offre ulteriori incrementi di resistenza.

La soglia limite di plasticizzazione dipende dal diametro del palo, dalla sua discretizzazione e cresce linearmente con la profondità in funzione della resistenza passiva del terreno in cui il palo è immerso. Infatti:

$$F_{pu} = \sigma'_{pe} \cdot \Delta z \cdot D$$

Dove Δz è la lunghezza dei tratti che discretizzano la sezione, D è il diametro del palo e σ'_{pe} è la resistenza passiva del terreno. I valori di F_{pu} in funzione della profondità del terreno sono stati riportati nella tabella precedente.

La molla avrà una rigidezza pari a :

$$k_h = k_{wh} \cdot \Delta z \cdot D$$

I valori di k_h in funzione della profondità del terreno sono stati riportati nella tabella precedente. In tal caso si nota come tutte le grandezze che definiscono k_h sono costanti con la profondità, dunque tutte le molle definite nel modello di calcolo del palo presentano la stessa rigidezza.

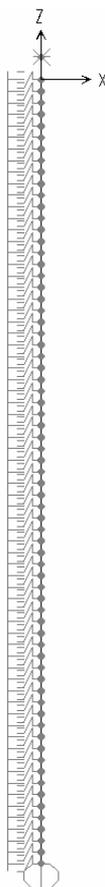


Figura 6.5: Modello di calcolo del palo

Nel modello di calcolo si sono adoperati i seguenti vincoli:

- alla punta del palo è stata impedita la traslazione lungo l'asse Z;
- alla testa del palo è stata impedita la traslazione lungo l'asse Y e la rotazione attorno all'asse Y.

6.7. TIPO DI ANALISI

L'analisi del palo, ai fini del calcolo delle caratteristiche della sollecitazione è stata eseguita utilizzando un software dedicato, il Sap 2000 V.10 della CSI Berkley, per la risoluzione dei sistemi strutturali con il metodo degli elementi finiti (F.E.M.).

Nelle figure che seguono sono riportati il diagramma del momento flettente ed il diagramma del taglio nel palo.

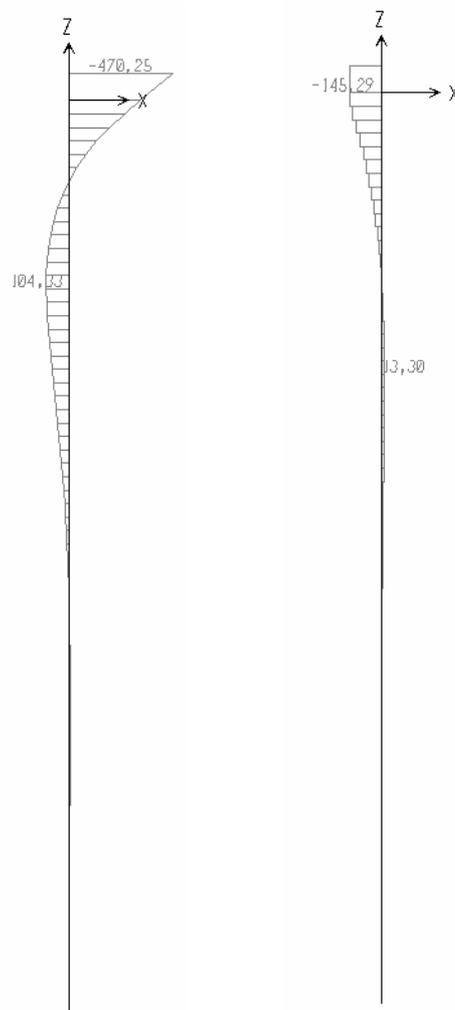


Figura 6.6: Diagramma del Momento Flettente (a sinistra) e del taglio (a destra) nella combinazione statica

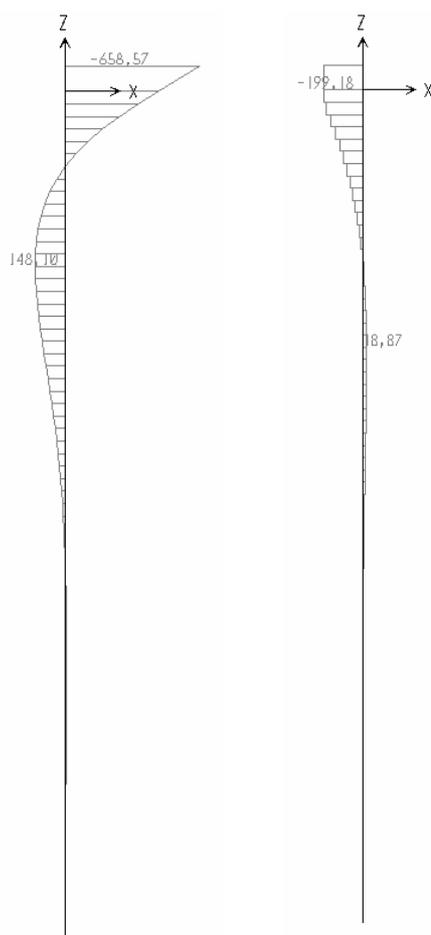


Figura 6.7: Diagramma del Momento Flettente (a sinistra) e del taglio (a destra) nella combinazione dinamica

6.8. VERIFICA DELLE SEZIONI

Si è proceduto quindi col valutare la quantità di armatura da disporre nel palo in funzione delle sollecitazioni agenti nelle due combinazioni: statica e dinamica.

6.8.1. Combinazione statica

6.8.1.1. Dati

<i>Tipo sezione:</i>	Circolare
Diametro	120,0 [cm]
<i>Armatura :</i>	
20Ø20	$A_f = 62,83 \text{ [cm}^2\text{]}$

Sollecitazioni :

Sforzo Normale	1103,3500 [kN]
Momento lungo asse Y	470,2500 [kNm]
Sforzo di Taglio lungo asse Y	145,290 [kN]

CARATTERISTICHE MATERIALI						
CALCESTRUZZO					ACCIAIO	
R_{ck}	σ_{amm}	f_{ctm}	τ_{c0}	τ_{c1}	f_{yk}	σ_{amm}
N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²
30,00	9,75	2,61	0,60	1,83	430	255

Tabella 6.13: Caratteristiche dei materiali adoperati

6.8.1.2. Risultati analisi. Tensioni ammissibili

Caratteristiche asse neutro sezione :

Distanza asse neutro dal lembo più compresso	61,935 [cm]
Equazione asse neutro	$0,000x - 119,873y - 231,925 = 0$
Punti di intersezione con perimetro sezione	(119,94 ; 58,07) (0,06 ; 58,07)
Inclinazione asse neutro rispetto all'orizzontale	0,000 [°]

Tensioni :

Tensione di compressione massima nel calcestruzzo	4,357 [N/mmq]
Tensione tangenziale asse neutro	0,088 [N/mmq]
Tensione tangenziale massima	0,227 [N/mmq]
Tensione di compressione massima nel ferro	57,974 [N/mmq]
Tensione di trazione massima nel ferro	-53,890 [N/mmq]

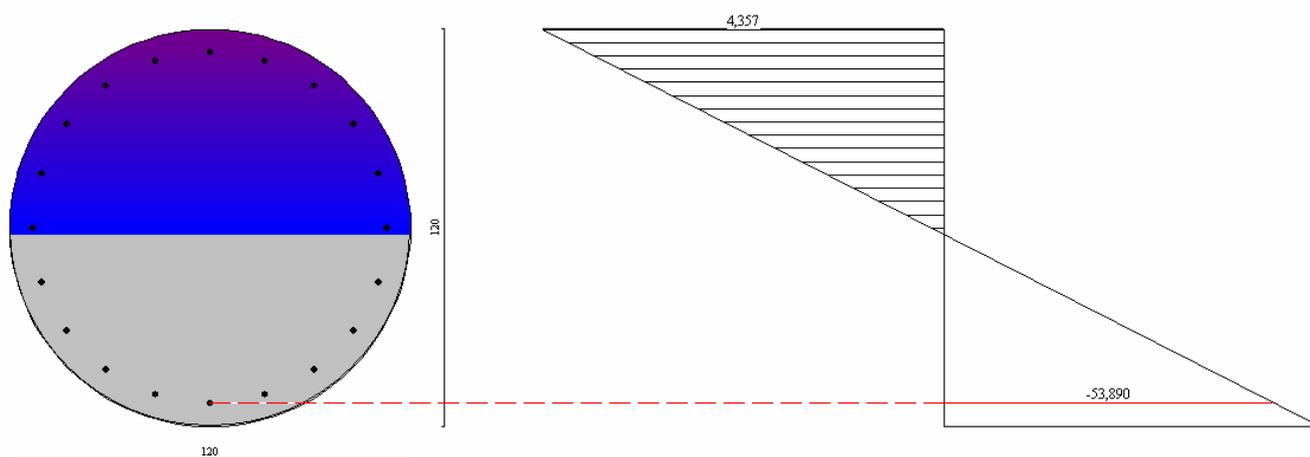


Figura 6.8: Diagramma delle tensioni normali

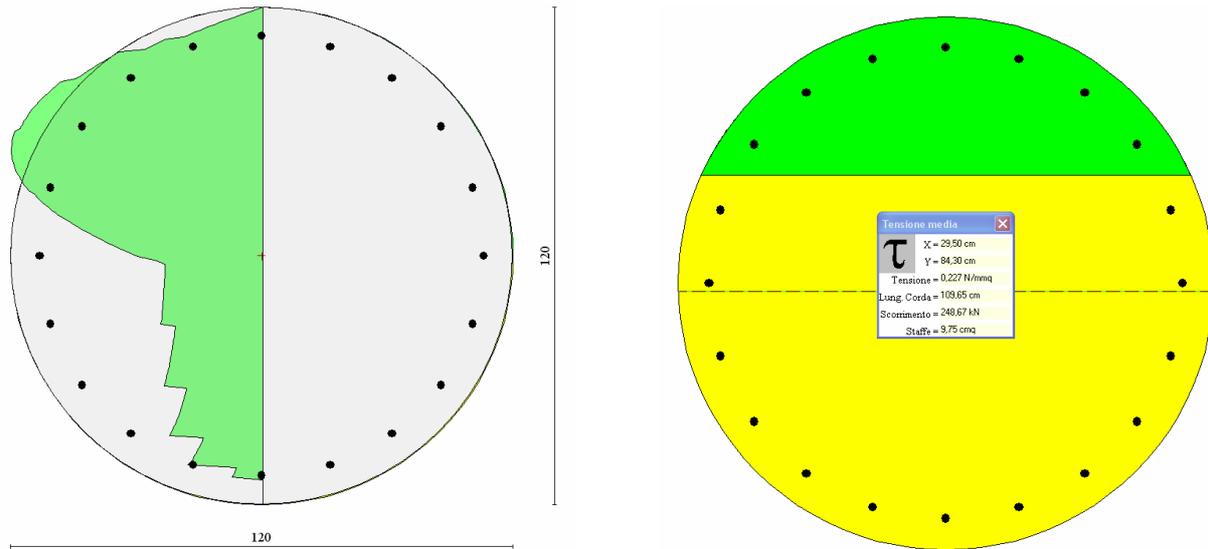


Figura 6.9: Diagramma delle tensioni tangenziali ed individuazione della tensione tangenziale massima

E' possibile osservare come la quantità di armatura disposta soddisfa le verifiche precedentemente effettuate.

6.8.2. Combinazione dinamica

6.8.2.1. Dati

Tipo sezione: Circolare

Diametro 120,0 [cm]

Armatura :

20Ø20 $A_f = 62,83$ [cm²]

Sollecitazioni :

Sforzo Normale 1063,7100 [kN]

Momento lungo asse Y 658,5700 [kNm]

Sforzo di Taglio lungo asse Y 199,180 [kN]

CARATTERISTICHE MATERIALI						
CALCESTRUZZO					ACCIAIO	
R_{ck}	σ_{amm}	f_{ctm}	τ_{c0}	τ_{c1}	f_{yk}	σ_{amm}
N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²
30,00	9,75	2,61	0,60	1,83	430	255

Tabella 6.14: Caratteristiche dei materiali adoperati

6.8.2.2. Risultati analisi. Tensioni ammissibili

Caratteristiche asse neutro sezione :

Distanza asse neutro dal lembo più compresso 48,928 [cm]

Equazione asse neutro $0,000x - 117,903y + 1305,393 = 0$

Punti di intersezione con perimetro sezione (118,95 ; 71,07) (1,05 ; 71,07)

Inclinazione asse neutro rispetto all'orizzontale 0,000 [°]

Tensioni :

Tensione di compressione massima nel calcestruzzo	6,657	[N/mm ²]
Tensione tangenziale asse neutro	0,175	[N/mm ²]
Tensione tangenziale massima	0,285	[N/mm ²]
Tensione di compressione massima nel ferro	85,573	[N/mm ²]
Tensione di trazione massima nel ferro	-130,766	[N/mm ²]

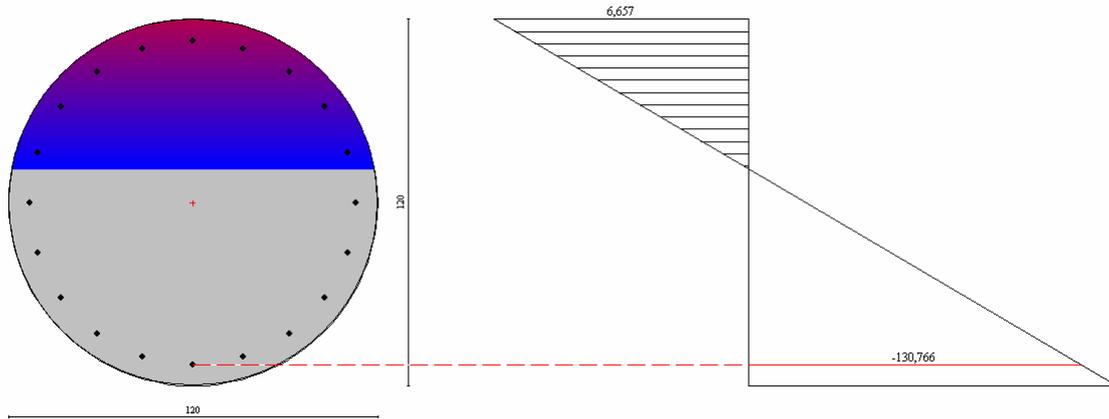


Figura 6.10: Diagramma delle tensioni normali

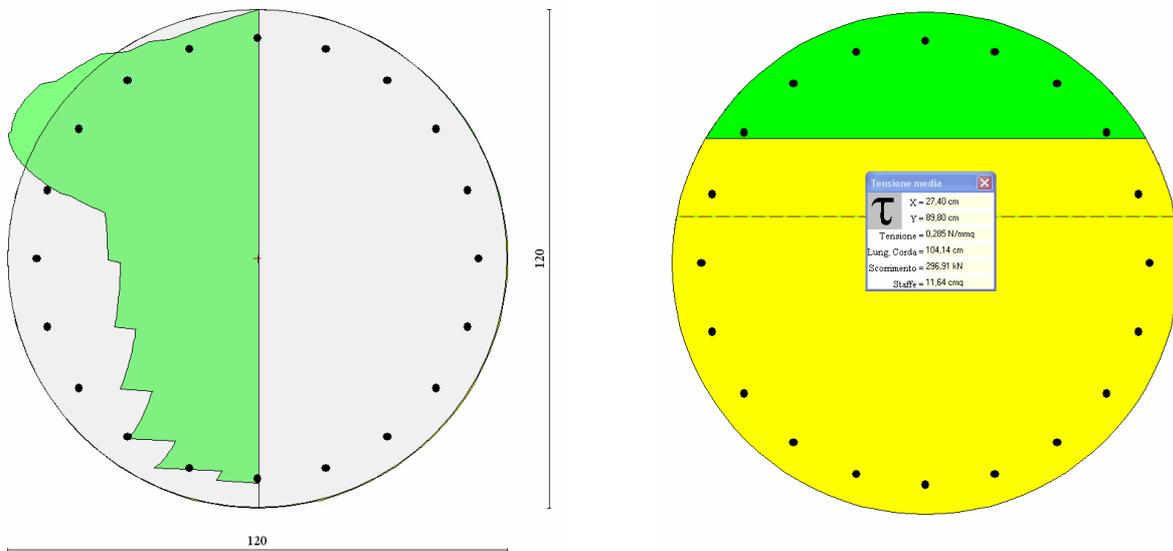


Figura 6.11: Diagramma delle tensioni tangenziali ed individuazione della tensione tangenziale massima

E' possibile osservare come la quantità di armatura disposta soddisfa le verifiche precedentemente effettuate.

Poiché la tensione tangenziale massima agente nella sezione nelle due combinazioni di carico ($\tau_{\max} = 0,285 \text{ N/mm}^2$) risulta inferiore alla tensione tangenziale $\tau_{c0} = 0,6 \text{ N/mm}^2$, è possibile disporre un'armatura trasversale minima costituita da una spirale $\varnothing 10/30$.

7. APPARECCHI DI APPOGGIO E GIUNTI

7.1. LO SCHEMA DI VINCOLO

Il ponte risulta composto da un impalcato di lunghezza pari a 42,50 m. Le travi sono semplicemente appoggiate alle estremità. L'impalcato del viadotto è vincolato in modo da ottenere uno schema globale della struttura di tipo isostatico. Si prevede l'utilizzo di *appoggi in acciaio-teflon*.

Il ponte oggetto di studio è ubicato in zona sismica caratterizzata da un grado di sismicità **S = 6**.

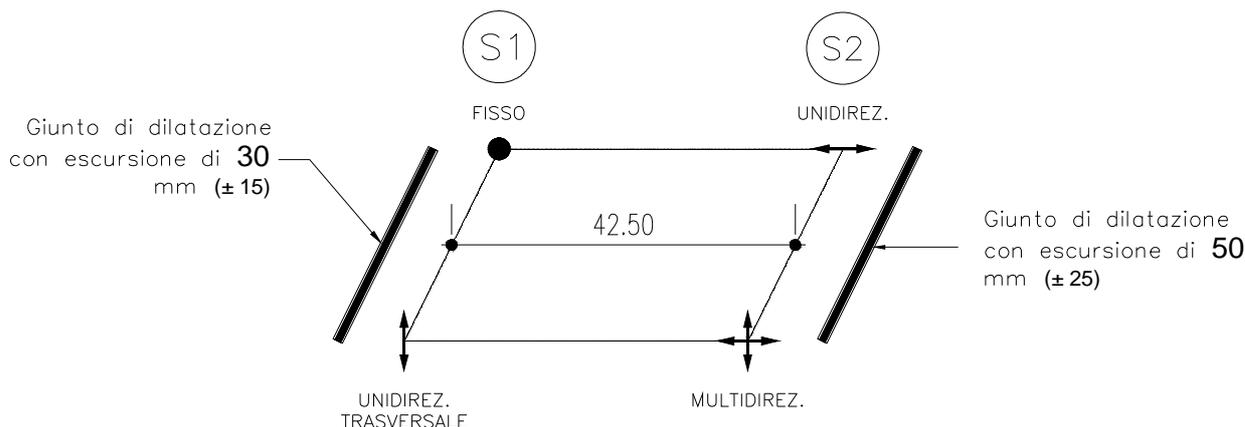


Figura 7.1: Schema di vincolo dell'impalcato

7.2. AZIONI AGENTI

7.2.1. Azione del sisma nella direzione longitudinale e trasversale

Il metodo adottato per la determinazione delle forze sismiche orizzontali longitudinali e trasversali è quello semplificato, di tipo statico, nel quale si calcola la forza di inerzia in funzione dei soli carichi permanenti agenti sull'impalcato. La formula è di seguito riportata:

$$F_h = C \cdot R \cdot I \cdot \varepsilon \cdot \beta \cdot W \quad [7-1]$$

La forza sismica orizzontale è calcolata in due differenti modi, a seconda che si tratti delle strutture destinate ad assorbire le forze sismiche oppure dei sistemi di vincolo delle travi. Nei due casi è utilizzato infatti un coefficiente di struttura differente come specificato nel seguito.

PARAMETRI SISMICI		
Grado di sismicità S	6	
Coeff. intensità sismica C	0,04	
Coeff. fondazione ϵ	1,2	
Coeff. Struttura β	1	<i>Per le strutture</i>
Coeff. Struttura β	2,5	<i>Per gli appoggi e le barre</i>
Coeff. protezione sism. I	1	
Coeff. di risposta R	1	

Tabella 7.1: Definizione dei parametri sismici dell'impalcato

Dall'analisi dei carichi si è valutato il peso totale dell'impalcato W dovuto ai carichi permanenti quindi, mediante l'uso della formula [7-1], si sono calcolate le azioni sismiche orizzontali longitudinali e trasversali che agiscono sull'impalcato.

CALCOLO DELL' AZIONE SISMICA ORIZZONTALE SULL' IMPALCATO				
	LUNGHEZZA	PESO	F. SISMICA LONG.	F. SISMICA TRASV.
	m	kN	kN	kN
Impalcato	42,50	7452	894	894

Tabella 7.2: Calcolo delle azioni sismiche sull'impalcato

7.3. DIMENSIONAMENTO DEI DISPOSITIVI DI VINCOLO

In funzione delle azioni agenti sulla struttura, si sono determinate le caratteristiche di portanza dei dispositivi di vincolo che si prevede di adottare.

7.3.1. Azione sismica orizzontale longitudinale

L'azione sismica orizzontale longitudinale viene trasmessa dall'impalcato all'appoggio fisso e all'appoggio unidirezionale trasversale della spalla 1. Pertanto la reazione orizzontale longitudinale sul singolo appoggio sarà ottenuta dividendo la forza sismica relativa che complessivamente agisce sui dispositivi di vincolo, per il numero degli appoggi disposti.

AZIONE ORIZZONTALE LONGITUDINALE SUL SINGOLO APPOGGIO			
POSIZ. APPOGGI	NUMERO		REAZ. LONG. APPOG.
	APPOG. FISSI E		
	APPOG. UNID. TRASV.		kN
SPALLA 1	2		447
SPALLA 2	0		0

Tabella 7.3: Calcolo dell'azione orizzontale longitudinale sul singolo dispositivo di vincolo

7.3.2. Azione sismica orizzontale trasversale

L'azione sismica orizzontale trasversale viene trasmessa dall'impalcato all'appoggio fisso della spalla 1 e all'appoggio unidirezionale longitudinale disposto sulla spalla 2. Pertanto la reazione orizzontale trasversale sul singolo appoggio sarà ottenuta dividendo la forza sismica relativa che complessivamente agisce sui dispositivi di vincolo, per il numero degli appoggi disposti.

AZIONE ORIZZONTALE TRASVERSALE SUL SINGOLO APOGGIO			
<i>POSIZ. APPOGGI</i>	NUMERO		REAZ. TRASV. APPOG.
	APPOG. FISSI E		
	APPOG.UNID.LONGIT.		kN
SPALLA 1	1		447
SPALLA 2	1		447

Tabella 7.4: Calcolo dell'azione orizzontale trasversale sul singolo dispositivo di vincolo

7.3.3. Azione verticale

La forza verticale è data dalla somma di due distinti contributi: il primo è legato al valore dei carichi permanenti mentre il secondo è funzione dei carichi mobili applicati.

Il contributo dovuto ai carichi permanenti è distribuito uniformemente su tutti i dispositivi di appoggio ed è stato calcolato sulla base del peso totale dell'impalcato, comprensivo cioè dei sovraccarichi permanenti oltre che dei pesi propri.

L'effetto dei carichi mobili è stato valutato invece relativamente alla disposizione che provoca il massimo valore del taglio nella trave più sollecitata.

Nella tabella seguente si riportano i valori ottenuti dal calcolo.

CALCOLO DELL'AZIONE VERTICALE SUL SINGOLO APPOGGIO				
<i>POSIZ. APPOGGI</i>	N. TOT. APPOGGI	F. VERT. PER	F. VERTICALE MASSIMA	F. VERTICALE
		CARICHI PERM.	PER CARICHI MOBILI	TOTALE
		kN	kN	kN
SPALLA 1	2	1863	1102	2965
SPALLA 2	2	1863	1102	2965

Tabella 7.5: Calcolo dell'azione verticale sul singolo dispositivo di vincolo

7.3.4. Riepilogo delle proprietà dei dispositivi

Sulla base dei calcoli condotti, si ottiene che i vincoli dovranno soddisfare le seguenti caratteristiche di portanza.

<i>CARATTERISTICHE DISPOSITIVI DI VINCOLO</i>			
<i>TIPO DI APPOGGIO</i>	<i>FORZA ORIZZ. LONG.</i>	<i>FORZA ORIZZ. TRASV.</i>	<i>FORZA VERTICALE</i>
APPOG. FISSI	447	447	2965
APPOG. MULTID.	0	0	2965
APPOG.UNID.LONGIT.	0	447	2965
APPOG.UNID.TRASV.	447	0	2965

Tabella 7.6: Tabella riassuntiva delle caratteristiche dei dispositivi di appoggio