

ASSE VIARIO MARCHE – UMBRIA E QUADRILATERO DI PENETRAZIONE INTERNA MAXI LOTTO 2

LAVORI DI COMPLETAMENTO DELLA DIRETTRICE PERUGIA ANCONA:
SS. 318 DI “VALFABBRICA”. TRATTO PIANELLO – VALFABBRICA
SS. 76 “VAL D’ESINO”. TRATTI FOSSATO VICO – CANCELLI E ALBACINA – SERRA SAN QUIRICO
“PEDEMONTANA DELLE MARCHE”, TRATTO FABRIANO – MUCCIA – SFERCIA

PROGETTO ESECUTIVO

<p>CONTRAENTE GENERALE:</p> 	<p><i>Il responsabile del Contraente Generale:</i></p> <p style="text-align: center;">Ing. Federico Montanari</p>	<p><i>Il responsabile Integrazioni delle Prestazioni Specialistiche:</i></p> <p style="text-align: center;">Ing. Salvatore Lieto</p>
--	---	--

<p>PROGETTAZIONE: Associazione Temporanea di Imprese</p> <p><i>Mandataria:</i></p>			
			

<p>RESPONSABILE DELLA PROGETTAZIONE PER I ATI</p> <p>Ing. Antonio Grimaldi</p> <p>GEOLOGO</p> <p>Dott. Geol. Fabrizio Pontoni</p> <p>COORDINATORE DELLA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE</p> <p>Ing. Michele Curiale</p>			
---	---	--	---

<p>IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO</p> <p>Ing. Iginio Farotti</p>		
---	--	--

<p>2.1.3 - PEDEMONTANA DELLE MARCHE</p> <p>3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord - Castelraimondo sud</p> <p>4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud - innesto S.S. 77 a Muccia</p> <p>OPERE D'ARTE MINORI: CAVALCAVIA</p> <p>Nuovo Cavalcavia Seano al km 2+888</p> <p>Relazione tecnica e di calcolo</p>	<p>SCALA:</p> <p style="text-align: center;">-</p> <hr/> <p>DATA:</p> <p style="text-align: center;">Marzo 2020</p>
--	---

Codice Unico di Progetto (CUP) F12C03000050021 (Assegnato CIPE 23-12-2015)

Codice Elaborato:	Opera	Tratto	Settore	CEE	WBS	Id. Doc.	N. prog.	Rev
	L0703	213	E	16	OM0080	REL	01	A

REV.	DATA	DESCRIZIONE	Redatto		Controllato	Approvato
A	Marzo 2020	Emissione PE	PROGIN	A. DELLA ROCCA	S. LIETO	A.GRIMALDI

INDICE

1. GENERALITA'	4
1.1 DESCRIZIONE DELL'OPERA.....	4
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO	7
3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI	8
3.1 CALCESTRUZZI	8
3.2 ACCIAIO DA ARMATURA E ACCIAIO ARMONICO.....	8
3.3 RESISTENZE DI PROGETTO	9
3.3.1 Calcestruzzo per soletta gettata in opera C35/45.....	9
3.3.2 Calcestruzzo per travi prefabbricate C45/55.....	9
3.3.3 Calcestruzzo fondazione e pali muri C32/40	10
3.3.4 Calcestruzzo paramento muri C25/30	10
4. INQUADRAMENTO GEOTECNICO	12
4.1 CAPACITA' PORTANTE DEI PALI.....	13
5. ANALISI DEI CARICHI	16
5.1 CONDIZIONI DI CARICO	16
5.1.1 Pesì propri e carichi permanenti (g_1 , g_2 , g_3)	16
5.1.2 Sovraccarichi da traffico (q_1 , q_2).....	16
5.1.3 Ritiro differenziale soletta-trave (ϵ_2).....	19
5.1.4 Viscosità (ϵ_4)	20
5.1.5 Variazione termica (ϵ_5).....	21
5.1.6 Azione di frenamento (q_3).....	21
5.1.7 Azione centrifuga (q_4)	21
5.1.8 Azione del vento (q_5)	21
5.1.9 Azioni sismiche (q_6)	22
6. COMBINAZIONI DI CARICO	25
6.1 GRUPPI DI CARICO.....	25
6.2 COEFFICIENTI PARZIALI E DI COMBINAZIONE.....	25
6.3 COMBINAZIONI AGLI SLU	26
6.4 COMBINAZIONI AGLI SLE.....	27
7. MODELLI DI CALCOLO	28
7.2 MODELLO GLOBALE	29
7.3 SOLETTA.....	32
7.4 CRITERI DI VERIFICA.....	35
7.4.1 Soletta in c.a.	36
7.4.2 Travi in c.a.p.	36
8. VERIFICHE IMPALCATO IN C.A.P.	38
8.1 VERIFICA DEL CASSONCINO	38
8.1.1 Verifiche agli stati limite di esercizio	39
8.1.2 Verifiche agli stati limite ultimi	52
8.2 VERIFICA DELLA SOLETTA.....	55
8.2.1 VERIFICHE DEI CORDOLI PER AZIONI D'URTO	60
8.3 VERIFICHE DELLA SPALLA FISSA S1	62
8.3.1 Verifica del Muro Frontale.....	62
8.3.2 Verifica del Muro Paraghiaia.....	64

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord - Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud - innesto S.S. 77 a Muccia

Nuovo cavalcavia Seano al km 2+888

Relazione tecnica e di calcolo

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 16	WBS OM0008	Id. doc. REL	N. prog. 01	Rev. A	Pag. di Pag. 3 di 82
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	-----------------	----------------	-----------	-------------------------

8.3.3	Verifica del Muro Laterale	65
8.3.4	Verifica del plinto di fondazione.....	67
8.3.5	Verifica dei pali di fondazione	70
8.4	VERIFICHE DELLA SPALLA MOBILE S2.....	70
8.4.1	Verifica del Muro Frontale.....	71
8.4.2	Verifica del Muro Paraghiaia.....	73
8.4.3	Verifica del Muro Laterale	74
8.4.4	Verifica del plinto di fondazione.....	76
8.4.5	Verifica dei pali di fondazione	78

9. APPOGGI E GIUNTI..... 80

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 16	WBS OM0008	Id. doc. REL	N. prog. 01	Rev. A	Pag. di Pag. 4 di 82
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	-----------------	----------------	-----------	-------------------------

1. GENERALITA'

Il presente documento rientra nell'ambito della redazione degli Elaborati tecnici di Progetto Esecutivo della strada Pedemontana Marchigiana, che costituisce l'elemento di completamento tra le due direttrici "S.S.76" Valnerina e "S.S.77" Val di Chienti, relativamente agli stralci funzionali n°3 (Svincolo di Castelraimondo nord – Svincolo di Castelraimondo sud) e n°4 (Svincolo di Castelraimondo sud - innesto con la S.S. 77 a Muccia)

La presente relazione, emessa nell'ambito della redazione del progetto esecutivo, ha per oggetto l'analisi e la verifica delle strutture di impalcato, delle sottostrutture del nuovo cavalcavia Seano alla pk 2+888.

Nel seguito vengono presentate le caratteristiche generali dell'opera, la descrizione dell'impalcato e delle sottostrutture e le relative verifiche.

1.1 DESCRIZIONE DELL'OPERA

Il cavalcavia è a singola campata ed è costituito da un impalcato aventi luce di 23 m.

La sezione trasversale presenta una larghezza complessiva di 11.5 m con cordoli per 1.25 m per lato e pavimentazione di ampiezza pari a 9.0 m.

L'impalcato è costituito dalla soletta gettata in opera di spessore pari a 0.30 m e da tre cassoncini in c.a.p. di altezza costante pari ad 1.6 m. I cassoncini prefabbricati sono alti 1.6 m e sono disposti ad interasse trasversale di 3.25 m; presentano un retrotrave di 50 cm e in prossimità degli appoggi hanno un ringrosso delle anime e della base. Infine essi sono precompressi con trefoli del diametro di 0.6 pollici.

I traversi di testata hanno uno spessore di 30 cm ed un'altezza di 1.4 m.

La soletta di calcestruzzo è gettata in opera ed ha uno spessore finito di 25+5 cm. Per il getto della soletta si prevede la messa in opera di predalles tralicciate dello spessore di 5 cm che fungono da cassero nella fase di getto della soletta, ma costituiscono parte integrante della sezione resistente della soletta in fase finale, in virtù della collaborazione assicurata dalla presenza dei tralicci.

Nella figura seguente si illustra la sezione trasversale dell'impalcato.

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

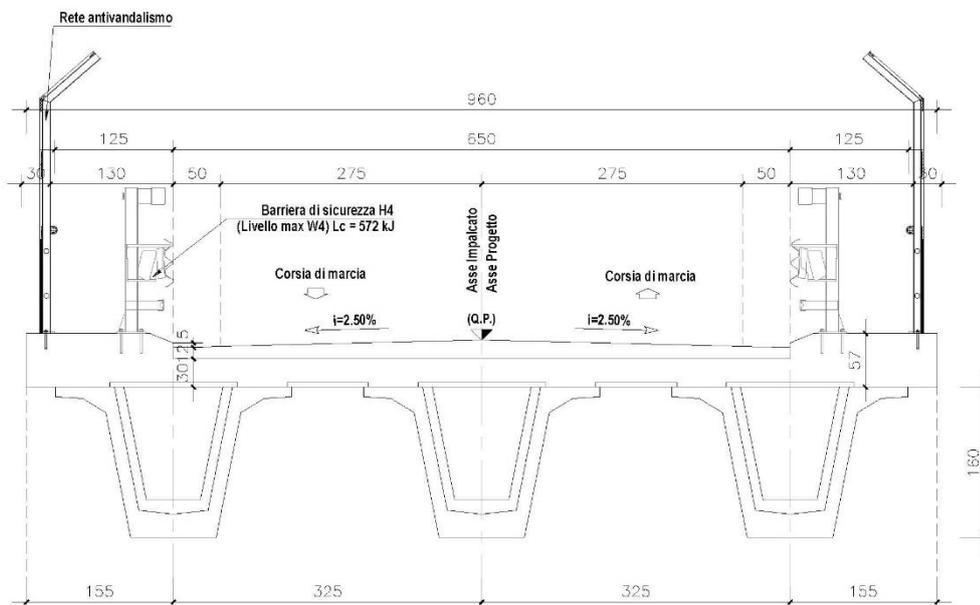
3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord - Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud - innesto S.S. 77 a Muccia

Nuovo cavalcavia Seano al km 2+888

Relazione tecnica e di calcolo

Opera	Tratto	Settore	CEE	WBS	Id. doc.	N. prog.	Rev.	Pag. di Pag.
L0703	213	E	16	OM0008	REL	01	A	5 di 82



Sezione trasversale impalcato

Le spalle, interamente in c.a., sono fondate su 16 pali ϕ 1200. Esse hanno caratteristiche geometriche riassunte di seguito.

	Spalla S1	Spalla S2
Spessore muro frontale	2.0	2.0
Altezza muro frontale	6.6	6.6
Spessore Muro Paraghiaia	0.5	0.5
Altezza muro paraghiaia	2.6	2.4
Spessore plinto di fondazione	2.0	2.00
Larghezza plinto di fondazione	13.2	13.2
Lunghezza plinti di fondazione	13.2	13.2

Nel seguito si riporta una sezione longitudinale dell'opera in progetto.

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

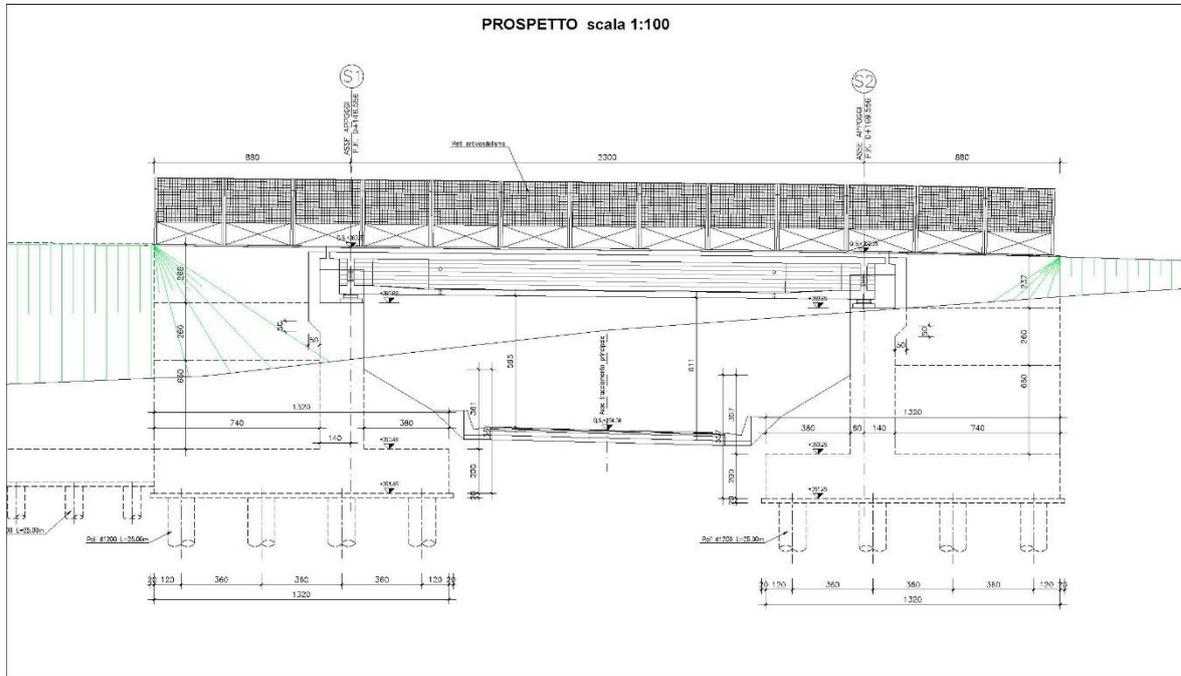
3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord - Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud - innesto S.S. 77 a Muccia

Nuovo cavalcavia Seano al km 2+888

Relazione tecnica e di calcolo

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 16	WBS OM0008	Id. doc. REL	N. prog. 01	Rev. A	Pag. di Pag. 6 di 82
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	-----------------	----------------	-----------	-------------------------



Sezione longitudinale

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 16	WBS OM0008	Id. doc. REL	N. prog. 01	Rev. A	Pag. di Pag. 7 di 82
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	-----------------	----------------	-----------	-------------------------

2. **NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

Nella redazione del progetto esecutivo si è fatto riferimento ai seguenti documenti normativi.

- D.M. 14/01/2008.
Norme tecniche per le costruzioni (NTC).
- Circolare del 02/02/2009.
Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. del 14/01/2008.
- UNI EN1993 -1-1.
EUROCODICE 3, parte 1.3. Progettazione delle strutture in acciaio. Regole generali e regole per gli edifici.
- UNI EN1992-2:2006.
EUROCODICE 2, Parte 2. Ponti di calcestruzzo – Progettazione e dettagli costruttivi
- UNI EN1998-2:2006.
EUROCODICE 8, Parte 2. Progettazione delle strutture per la resistenza sismica. Ponti.

3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI

Per la realizzazione dell'impalcato sono stati utilizzati i seguenti materiali.

3.1 CALCESTRUZZI

Calcestruzzo cassoncini prefabbricati **C50/55**

Calcestruzzo armato gettato in opera (soletta e traversi) **C35/45**

Calcestruzzo armato gettato in opera (pali e fondazione muro) **C32/40**

Calcestruzzo armato gettato in opera (paramento muro) **C25/30**

Per il calcestruzzo della soletta è prevista l'aggiunta di additivo antiritiro con dosaggio, in relazione alle condizioni ambientali e alle modalità di getto e stagionatura idonea a contenere la deformazione da ritiro nel valore massimo pari a $\epsilon_{cs} \leq 20 \times 10^{-5}$

3.2 ACCIAIO DA ARMATURA E ACCIAIO ARMONICO

Acciaio per armature in barre ad aderenza migliorata: **B450 C controllato in stabilimento.**

Acciaio armonico: **trefoli da 0.6 pollici.**

Per la realizzazione dei calcestruzzi, al fine di assicurare i requisiti di qualità e di durabilità, si è fatto riferimento alle specifiche riportate nella norma UNI EN 206-1. pertanto sulla base delle condizioni ambientali prevedibili per le opere in oggetto si riporta nella tabella seguente, in corrispondenza di ogni elemento strutturale, la classe di esposizione, la resistenza caratteristica R_{ck} , il rapporto a/c massimo, il quantitativo di cemento minimo, e l'eventuale percentuale di aria che deve essere inglobata nel calcestruzzo.

Sono previsti inoltre per la soletta e i traversi, copriferri pari a 35 mm.

CLASSI DEI CALCESTRUZZI						
Elemento	Classi di esposizione	Classi di resistenza [f_{ck}/R_{ck}]	a/c	Tipi di cementi	Quantitativo di cemento [kg/m ³]	Classi di consistenza
Soletta e Traversi	XC4-XD3-XF4	C35/45	0.45	CEM III-IV	340	S4-S5
Cassoncini in c.a.p.	XC4-XF2	C45/55	0.45	CEM III-IV	330	S4-S5
Fondazione e pali Muri	XA2	C32/40	0.50	CEM III-IV	360	S4
Paramento muri	XC2	C25/30	0.50	CEM III-IV	300	S4

Le caratteristiche meccaniche del calcestruzzo in opera e prefabbricato sono state valutate conformemente alle specifiche previste dal Decreto Ministeriale 14/01/2008, pertanto nelle tabelle seguenti vengono riportati i valori assunti per il modulo elastico e per le resistenze allo stato limite ultimo e di esercizio.

Si precisa che il valore del modulo elastico è stato presunto mediando i valori riportati nella norma UNI EN 1992 e nel D.M. 14/01/2008.

3.3 Resistenze di progetto

3.3.1 Calcestruzzo per soletta gettata in opera C35/45

$R_{ck} = 45 \text{ MPa}$	resistenza caratteristica cubica a 28 giorni
$f_{ck} = 35 \text{ MPa}$	resistenza caratteristica cilindrica a 28 giorni
$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 43 \text{ MPa}$	resistenza cilindrica valore medio
$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 3.21 \text{ MPa}$	resistenza media a trazione semplice (assiale)
$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 2.25 \text{ MPa}$	resistenza caratteristica a trazione
$E_{cm} = 22000 [f_{cm}/10]^{0.3} = 34077 \text{ MPa}$	modulo elastico
$\gamma = 25.0 \text{ kN/m}^3$	peso per unità di volume

Resistenze di progetto allo SLU

$f_{cd} = 0.85 \cdot f_{ck} / \gamma_c = 19.8 \text{ MPa}; \gamma_c = 1.50$	resistenza di progetto a compressione
$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.50 \text{ MPa}$	resistenza di progetto a trazione

Resistenze di progetto allo SLE

$\alpha_{r,f} = 0.60 \cdot f_{ck} = 21.0 \text{ MPa}$	tensione limite in comb. caratteristica (rara)
$\alpha_{f} = 0.45 \cdot f_{ck} = 15.8 \text{ MPa}$	tensione limite in comb. quasi permanente
$\alpha = f_{ctm} / 1.2 = 2.68 \text{ MPa}$	tensione limite di fessurazione (trazione)

3.3.2 Calcestruzzo per travi prefabbricate C45/55

$R_{ck} = 55 \text{ MPa}$	resistenza caratteristica cubica a 28 giorni
$f_{ck} = 45 \text{ MPa}$	resistenza caratteristica cilindrica a 28 giorni
$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 53 \text{ MPa}$	resistenza cilindrica valore medio
$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 3.80 \text{ MPa}$	resistenza media a trazione semplice (assiale)
$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 2.66 \text{ MPa}$	resistenza caratteristica a trazione
$E_{cm} = 22000 [f_{cm}/10]^{0.3} = 36283 \text{ MPa}$	modulo elastico
$\gamma = 25.0 \text{ kN/m}^3$	peso per unità di volume

Resistenze di progetto allo SLU

$f_{cd} = 0.85 \cdot f_{ck} / \gamma_c = 25.5 \text{ MPa}; \gamma_c = 1.50$	resistenza di progetto a compressione
$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.77 \text{ MPa}$	resistenza di progetto a trazione

Resistenze di progetto allo SLE

$\alpha_{r,f} = 0.60 \cdot f_{ck} = 27.0 \text{ MPa}$	tensione limite in comb. caratteristica (rara)
---	--

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 16	WBS OM0008	Id. doc. REL	N. prog. 01	Rev. A	Pag. di Pag. 10 di 82
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	-----------------	----------------	-----------	--------------------------

$\alpha_{f,i} = 0.45 \cdot f_{ck} = 20.3 \text{ MPa}$ tensione limite in comb. quasi permanente

$\alpha = f_{ctm}/1.2 = 3.17 \text{ MPa}$ tensione limite di fessurazione (trazione)

3.3.3 Calcestruzzo fondazione e pali muri C32/40

$R_{ck} = 40 \text{ MPa}$ resistenza caratteristica cubica a 28 giorni

$f_{ck} = 33.2 \text{ MPa}$ resistenza caratteristica cilindrica a 28 giorni

$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 41.2 \text{ MPa}$ resistenza cilindrica valore medio

$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 3.10 \text{ MPa}$ resistenza media a trazione semplice (assiale)

$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 2.17 \text{ MPa}$ resistenza caratteristica a trazione

$E_{cm} = 22000 [f_{cm}/10]^{0.3} = 33643 \text{ MPa}$ modulo elastico

$\gamma = 25.0 \text{ kN/m}^3$ peso per unità di volume

Resistenze di progetto allo SLU

$f_{cd} = 0.85 \cdot f_{ck}/\gamma_c = 18.8 \text{ MPa}; \gamma_c = 1.50$ resistenza di progetto a compressione

$f_{ctd} = f_{ctk}/\gamma_c = 1.45 \text{ MPa}$ resistenza di progetto a trazione

Resistenze di progetto allo SLE

$\alpha_{r,i} = 0.60 \cdot f_{ck} = 19.9 \text{ MPa}$ tensione limite in comb. caratteristica (rara)

$\alpha_{f,i} = 0.45 \cdot f_{ck} = 14.9 \text{ MPa}$ tensione limite in comb. quasi permanente

$\alpha = f_{ctm}/1.2 = 2.58 \text{ MPa}$ tensione limite di fessurazione (trazione)

3.3.4 Calcestruzzo paramento muri C25/30

$R_{ck} = 30 \text{ MPa}$ resistenza caratteristica cubica a 28 giorni

$f_{ck} = 24.9 \text{ MPa}$ resistenza caratteristica cilindrica a 28 giorni

$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 32.9 \text{ MPa}$ resistenza cilindrica valore medio

$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 2.56 \text{ MPa}$ resistenza media a trazione semplice (assiale)

$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 1.79 \text{ MPa}$ resistenza caratteristica a trazione

$E_{cm} = 22000 [f_{cm}/10]^{0.3} = 31447 \text{ MPa}$ modulo elastico

$\gamma = 25.0 \text{ kN/m}^3$ peso per unità di volume

Resistenze di progetto allo SLU

$f_{cd} = 0.85 \cdot f_{ck}/\gamma_c = 14.1 \text{ MPa}; \gamma_c = 1.50$ resistenza di progetto a compressione

$f_{ctd} = f_{ctk}/\gamma_c = 1.19 \text{ MPa}$ resistenza di progetto a trazione

Resistenze di progetto allo SLE

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE
3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord - Castelraimondo sud
4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud - innesto S.S. 77 a Muccia

Nuovo cavalcavia Seano al km 2+888

Relazione tecnica e di calcolo

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 16	WBS OM0008	Id. doc. REL	N. prog. 01	Rev. A	Pag. di Pag. 11 di 82
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	-----------------	----------------	-----------	--------------------------

$$\alpha_{r,f} = 0.60 \cdot f_{ck} = 14.9 \text{ MPa}$$

tensione limite in comb. caratteristica (rara)

$$\alpha_{e,f} = 0.45 \cdot f_{ck} = 11.2 \text{ MPa}$$

tensione limite in comb. quasi permanente

$$\alpha = f_{ctm}/1.2 = 2.13 \text{ MPa}$$

tensione limite di fessurazione (trazione)

Le caratteristiche meccaniche adottate per l'acciaio da armatura sono:

CARATTERISTICHE MECCANICHE ACCIAIO PER C.A.					
TIPO	E (Mpa)	f_{ik} (Mpa)	f_{yk} (Mpa)	S.L.U	S.L.E
				$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_{m,s}$ (Mpa)	$\sigma_{smax} = f_{yk}/1.25$ (Mpa)
B450C	210000	540	450	391	360

Le caratteristiche meccaniche adottate per l'acciaio armonico sono:

CARATTERISTICHE MECCANICHE ACCIAIO ARMONICO			
TIPO	E (Mpa)	F_{ptk} (Mpa)	$F_{p(1)k}$ (Mpa)
TREFOLI 0.6"	210000	1870	1670

Intendendo con

 F_{ptk} : la resistenza caratteristica a rottura

 $F_{p(1)k}$: la resistenza caratteristica all' 1% di deformazione totale

4. INQUADRAMENTO GEOTECNICO

Per la caratterizzazione geotecnica del terreno interagente con le fondazioni delle opere oggetto di dimensionamento nel presente documento, si è fatto riferimento a quanto dettagliatamente indicato nella Relazione Geotecnica e nel Profilo Geotecnico Generale di Progetto, da cui si evince che le formazioni più superficiali che interagiscono con le fondazioni degli scatolari, sono generalmente costituite dalle unità geotecniche **Ecla**, **Ag** e **Salt**, di cui nel seguito si riepilogano i parametri fisico-meccanici attribuiti sulla scorta dei risultati delle indagini effettuate:

Stratigrafia		
Unità geotecnica	Profondità [m] da p.c.	
Ecla	0.0÷10	Depositi eluvio colluviali limoso argillosi
Salt	10÷14	Substrato alterato limoso argilloso
Ap	>14	substrato arenaceo pelitico

Profondità della falda assunta a quota del piano di posa delle fonzazioni .

Unità Ala - Depositi eluvio colluviali limoso argillosi

$\gamma = 19.0 \text{ kN/m}^3$ peso di volume naturale
 $\varphi' = 25^\circ$ angolo di resistenza al taglio
 $c' = 5 \text{ kPa}$ coesione drenata
 $E_{op} = 30 \text{ MPa}$ modulo di deformazione elastico operativo

Unità Salt – Substrato alterato argilloso limoso

$\gamma = 20.0 \text{ kN/ m}^3$ peso di volume naturale
 $\varphi' = 25^\circ$ angolo di resistenza al taglio
 $c' = 10 \text{ kPa}$ coesione drenata
 $E_{op} = 35 \text{ MPa}$ modulo di deformazione elastico operativo

Unità Pa – Substrato pelitico arenaceo / Unità Ap – substrato arenaceo pelitico

$\gamma = 23.0 \div 23.5 \text{ kN/m}^3$ peso di volume naturale
 $\sigma_{c,media} = 0.5 \text{ MPa}$ per $z < 10\text{m}$ resistenza a compressione monoassiale per unità

parametri di resistenza per tensioni $\sigma_v' < 700 \text{ kPa}$:

$\varphi' = 31 \div 35^\circ$ angolo di resistenza al taglio
 $c' = 120 \div 150 \text{ kPa}$ coesione drenata
 $E'_{operativo} = 20 + 5.75 \cdot z \text{ MPa}$ per $z < 40\text{m}$ modulo di deformazione elastico operativo

4.1 Capacita' portante dei pali

Nella seguente tabella si riportano i parametri principali per il calcolo della capacità portante dei pali dell'opera in esame.

Parametri per il calcolo della capacità portante dei pali

Approccio	n. di verticali indagate	ξ_3	γ_s	γ_b	F_{SL}	F_{SB}	D_{palo} [mm]	Quota testa palo da p.c. [m]	Quota falda da p.c. [m]
2 (A1+M1+R3)	2	1.65	1.15	1.35	1.9	2.2	1200	2	1.5

Nella tabella seguente si riportano i valori della portata di progetto (Q_d) per l'opera in esame; il significato dei termini riportati è il seguente:

L_p = Lunghezza utile del palo

Q_{ll} = Portata laterale limite

Q_{bl} = Portata di base limite

W_p = Peso efficace del palo

Q_u = Portata totale limite

Q_d = Portata di progetto = $Q_{ll}/F_{S,l} + Q_{bl}/F_{S,b} - W_p$

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE
3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord - Castelraimondo sud
4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud - innesto S.S. 77 a Muccia

Nuovo cavalcavia Seano al km 2+888

Relazione tecnica e di calcolo

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 16	WBS OM0008	Id. doc. REL	N. prog. 01	Rev. A	Pag. di Pag. 14 di 82
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	-----------------	----------------	-----------	--------------------------

Cavalcavia. Capacità portante palo D=1200 mm

Capacità portante palo D=1200 mm-SLU A1+M1+R3

STAMPA capacita' portante e relativi contributi

Lp m	Q11 kN	Qb1 kN	Wp kN	Qu kN	Qd kN
.00	0.	817.	0.	817.	371.
.50	37.	868.	3.	902.	411.
1.00	78.	919.	6.	992.	453.
1.50	124.	971.	8.	1086.	498.
2.00	174.	1022.	11.	1185.	545.
2.50	229.	1074.	14.	1289.	595.
3.00	289.	1125.	17.	1398.	647.
3.50	354.	1177.	20.	1511.	701.
4.00	423.	1228.	23.	1629.	758.
4.50	497.	1280.	25.	1751.	818.
5.00	575.	1331.	28.	1878.	880.
5.50	659.	1383.	31.	2010.	944.
6.00	747.	1656.	34.	2368.	1112.
6.50	840.	1929.	37.	2732.	1282.
7.00	961.	2202.	40.	3123.	1467.
7.50	1221.	2533.	42.	3712.	1752.
8.00	1504.	2865.	45.	4324.	2049.
8.50	1787.	3197.	48.	4936.	2345.
9.00	2069.	3529.	51.	5547.	2642.
9.50	2352.	3860.	54.	6159.	2939.
10.00	2635.	4192.	57.	6771.	3236.
10.50	2918.	4524.	59.	7382.	3533.
11.00	3200.	4524.	62.	7662.	3679.
11.50	3483.	4524.	65.	7942.	3825.
12.00	3766.	4524.	68.	8222.	3971.
12.50	4049.	4524.	71.	8502.	4117.
13.00	4336.	4524.	74.	8787.	4265.
13.50	4652.	4685.	76.	9261.	4502.
14.00	4972.	4847.	79.	9740.	4741.
14.50	5293.	5009.	82.	10219.	4980.
15.00	5613.	5170.	85.	10699.	5220.
15.50	5934.	5332.	88.	11178.	5459.
16.00	6254.	5493.	90.	11657.	5698.
16.50	6575.	5655.	93.	12136.	5937.
17.00	6895.	5655.	96.	12454.	6103.
17.50	7215.	5655.	99.	12771.	6269.
18.00	7536.	5655.	102.	13089.	6435.
18.50	7856.	5655.	105.	13407.	6601.
19.00	8177.	5655.	107.	13724.	6766.
19.50	8497.	5655.	110.	14042.	6932.
20.00	8818.	5655.	113.	14359.	7098.
20.50	9138.	5655.	116.	14677.	7264.
21.00	9458.	5655.	119.	14995.	7430.
21.50	9779.	5655.	122.	15312.	7596.
22.00	10099.	5655.	124.	15630.	7761.
22.50	10420.	5655.	127.	15947.	7927.
23.00	10740.	5655.	130.	16265.	8093.
23.50	11061.	5655.	133.	16583.	8259.
24.00	11381.	5655.	136.	16900.	8425.
24.50	11702.	5655.	139.	17218.	8591.
25.00	12022.	5655.	141.	17536.	8756.
25.50	12342.	5655.	144.	17853.	8922.
26.00	12663.	5655.	147.	18171.	9088.
26.50	12983.	5655.	150.	18488.	9254.
27.00	13304.	5655.	153.	18806.	9420.
27.50	13624.	5655.	156.	19124.	9586.
28.00	13945.	5655.	158.	19441.	9751.

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE
3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord - Castelraimondo sud
4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud - innesto S.S. 77 a Muccia

Nuovo cavalcavia Seano al km 2+888

Relazione tecnica e di calcolo

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 16	WBS OM0008	Id. doc. REL	N. prog. 01	Rev. A	Pag. di Pag. 15 di 82
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	-----------------	----------------	-----------	--------------------------

Cavalcavia - Capacità portante palo D=800 mm

Capacità portante palo D=800 mm-SLU A1+M1+R3

STAMPA capacita' portante e relativi contributi

Lp m	Q11 kN	Qb1 kN	Wp kN	Qu kN	Qd kN
.00	0.	337.	0.	337.	153.
.50	21.	358.	1.	378.	173.
1.00	46.	380.	3.	423.	194.
1.50	73.	402.	4.	471.	217.
2.00	104.	424.	5.	522.	242.
2.50	137.	445.	6.	576.	268.
3.00	174.	467.	8.	634.	296.
3.50	214.	489.	9.	694.	326.
4.00	257.	511.	10.	758.	357.
4.50	303.	532.	11.	824.	390.
5.00	352.	554.	13.	894.	425.
5.50	405.	576.	14.	967.	461.
6.00	460.	598.	15.	1043.	499.
6.50	519.	619.	16.	1122.	538.
7.00	581.	787.	18.	1350.	646.
7.50	646.	955.	19.	1582.	755.
8.00	730.	1123.	20.	1832.	874.
8.50	903.	1300.	21.	2182.	1045.
9.00	1092.	1478.	23.	2547.	1224.
9.50	1280.	1656.	24.	2912.	1402.
10.00	1469.	1833.	25.	3277.	1581.
10.50	1657.	2011.	26.	3642.	1760.
11.00	1846.	2011.	28.	3829.	1858.
11.50	2034.	2011.	29.	4016.	1956.
12.00	2223.	2011.	30.	4203.	2054.
12.50	2411.	2011.	31.	4390.	2152.
13.00	2600.	2011.	33.	4578.	2250.
13.50	2788.	2011.	34.	4765.	2348.
14.00	2980.	2011.	35.	4955.	2447.
14.50	3190.	2111.	36.	5265.	2602.
15.00	3404.	2212.	38.	5578.	2759.
15.50	3618.	2312.	39.	5891.	2916.
16.00	3831.	2413.	40.	6204.	3073.
16.50	4045.	2513.	41.	6517.	3230.
17.00	4259.	2513.	43.	6729.	3341.
17.50	4472.	2513.	44.	6941.	3452.
18.00	4686.	2513.	45.	7154.	3563.
18.50	4899.	2513.	46.	7366.	3675.
19.00	5113.	2513.	48.	7579.	3786.
19.50	5327.	2513.	49.	7791.	3897.
20.00	5540.	2513.	50.	8003.	4008.
20.50	5754.	2513.	52.	8216.	4119.
21.00	5968.	2513.	53.	8428.	4230.
21.50	6181.	2513.	54.	8640.	4342.
22.00	6395.	2513.	55.	8853.	4453.
22.50	6608.	2513.	57.	9065.	4564.
23.00	6822.	2513.	58.	9278.	4675.
23.50	7036.	2513.	59.	9490.	4786.
24.00	7249.	2513.	60.	9702.	4898.
24.50	7463.	2513.	62.	9915.	5009.
25.00	7677.	2513.	63.	10127.	5120.
25.50	7890.	2513.	64.	10339.	5231.
26.00	8104.	2513.	65.	10552.	5342.
26.50	8317.	2513.	67.	10764.	5453.
27.00	8531.	2513.	68.	10977.	5565.
27.50	8745.	2513.	69.	11189.	5676.
28.00	8958.	2513.	70.	11401.	5787.
28.50	9172.	2513.	72.	11614.	5898.

5. ANALISI DEI CARICHI

Per quanto riguarda i carichi e le azioni utilizzate si è fatto riferimento alle indicazioni della vigente normativa sia per la valutazione delle singole azioni sia per le loro combinazioni.

Nel seguito si riportano le condizioni di carico utilizzate per l'analisi delle sollecitazioni e le relative verifiche.

5.1 CONDIZIONI DI CARICO

Di seguito si riportano le modalità e i valori delle azioni di carico considerate.

5.1.1 Pesì propri e carichi permanenti (g1, g2, g3)

Peso proprio Cassoncini in Cap.

Il peso proprio a metro lineare di un singolo cassoncino in cap è pari a: **19.55 kN/m**

Peso proprio Soletta

Il peso della soletta a metro quadro è pari a: **0.3x1x1x25 = 7.50 kN/mq**

Peso proprio cordoli

Il peso dei marciapiedi a metro quadro è pari a: **0.45x1x1x25 = 11.25 kN/mq**

Peso proprio Pavimentazione

Il peso proprio della pavimentazione è assunto convenzionalmente pari a: **3 kN/mq**

Peso proprio Guard-rail

Il peso proprio del guard-rail per metro lineare è stato assunto pari a: **1.25 kN/m** (per lato)

Peso proprio reti di protezione

Il peso proprio del guard-rail per metro lineare è stato assunto pari a: **1.50 kN/m** (per lato)

5.1.2 Sovraccarichi da traffico (q1, q2)

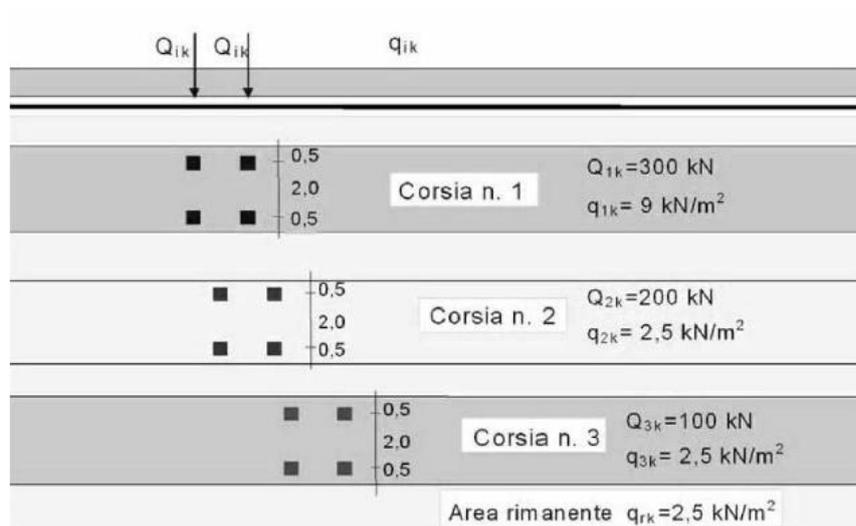
Coerentemente con quanto indicato al p.to 5.1.3.3.3 del D. M.14/01/2008, i sovraccarichi da traffico, relativamente allo "schema di carico 1", sono schematizzati mediante colonne di carico costituite, come riportato nelle figure seguenti, da forze concentrate e da carichi uniformemente distribuiti.

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE
3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord - Castelraimondo sud
4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud - innesto S.S. 77 a Muccia

Nuovo cavalcavia Seano al km 2+888

Relazione tecnica e di calcolo

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 16	WBS OM0008	Id. doc. REL	N. prog. 01	Rev. A	Pag. di Pag. 17 di 82
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	-----------------	----------------	-----------	--------------------------


Figura 1 Schema di carico 1

Nel caso in oggetto si impiegano tre corsie di carico costituite da:

- una colonna di carichi (ingombro = 3 m) costituita da un automezzo convenzionale Q_{1k} di 600 kN dotato di 2 assi di 2 ruote ciascuno, distanti 1.20 m in senso longitudinale e con interasse ruote in senso trasversale di 2.00 m; un carico ripartito q_{1k} di 9 kN/m² uniformemente distribuito;
- una seconda colonna di carichi (ingombro = 3 m), analoga alla precedente, ma con carichi pari rispettivamente a 400 kN di Q_{1k} e 2.5 kN/m² di q_{1k} e posta ad interasse di 3.00 m. da essa;
- una terza colonna di carichi (ingombro = 3 m), analoga alla precedente, ma con carichi pari rispettivamente a 200 kN di Q_{1k} e 2.5 kN/m² di q_{1k} e posta ad interasse di 3.00 m. da essa;

Carico da Folla

Sul marciapiede, il carico $q_{fk} = 5 \text{ kN/m}^2$ da considerare al 50 % nelle combinazioni in cui sono presenti i carichi stradali.

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

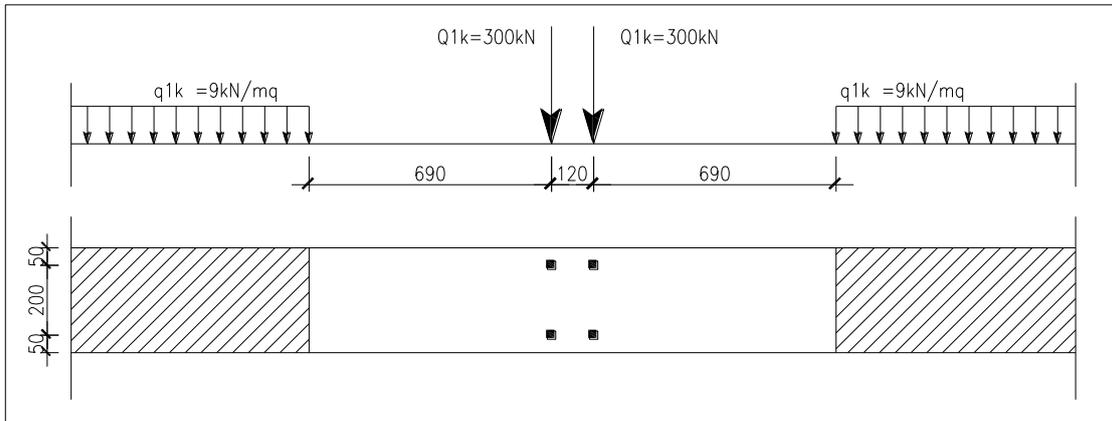
3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord - Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud - innesto S.S. 77 a Muccia

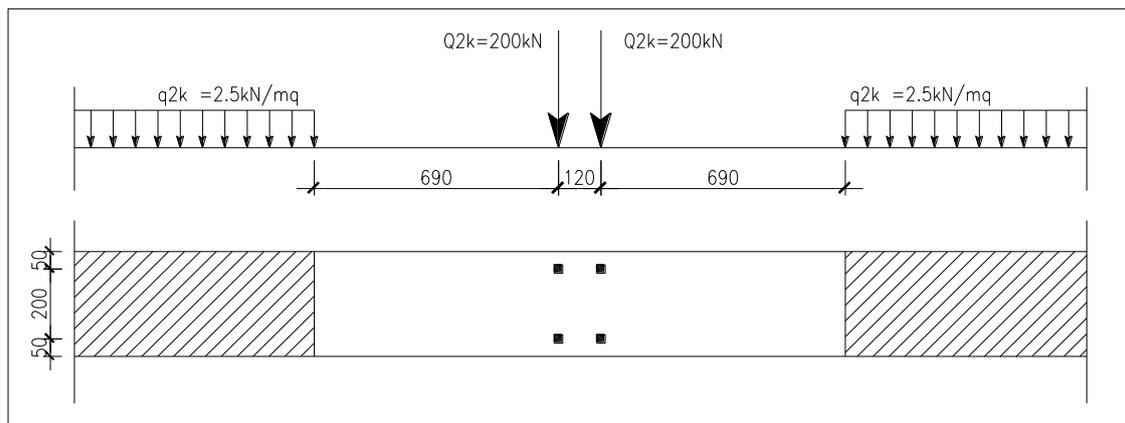
Nuovo cavalcavia Seano al km 2+888

Relazione tecnica e di calcolo

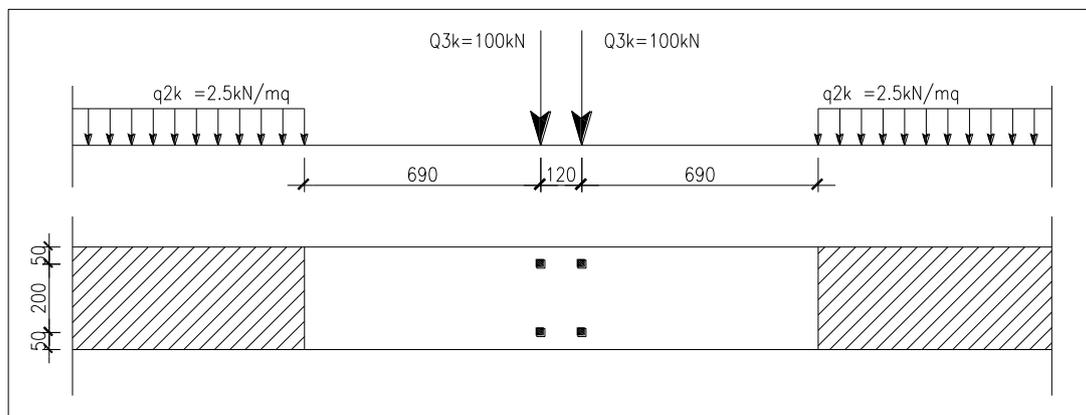
Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 16	WBS OM0008	Id. doc. REL	N. prog. 01	Rev. A	Pag. di Pag. 18 di 82
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	-----------------	----------------	-----------	--------------------------



Prima colonna di carico



Seconda colonna di carico



Terza colonna di carico

5.1.3 Ritiro differenziale soletta-trave (ϵ_2)

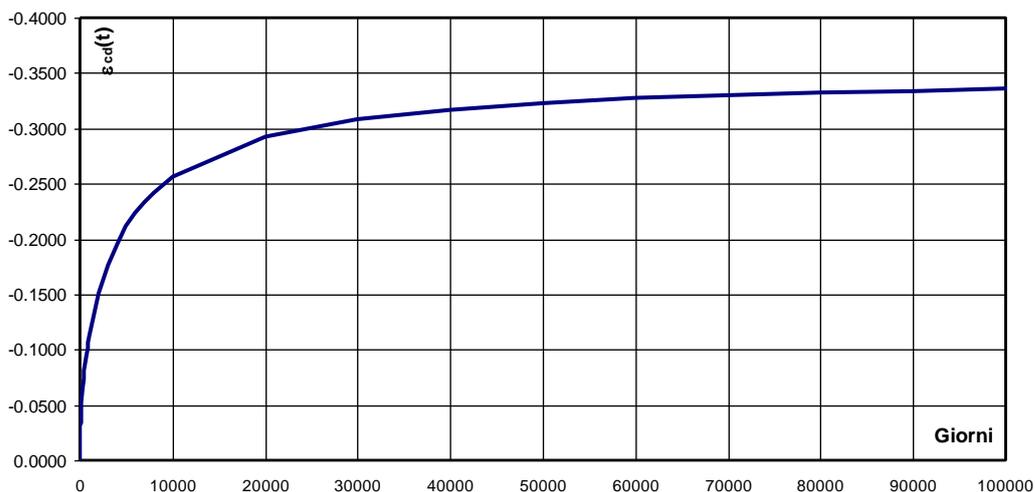
Il calcolo delle deformazioni da ritiro nella soletta è stato eseguito secondo quanto specificato nel Decreto Ministeriale 14/01/2008.

Si riporta la valutazione della deformazione da ritiro secondo le indicazioni previste dalle norme.

$f_{ck} =$	35	Mpa	<i>Resistenza Caratteristica Cilindrica a Compressione</i>
UR =	60	%	<i>Umidità Relativa</i>
$\epsilon_{co} =$	-0.500		<i>Deformazione per Ritiro da Essiccamento</i>
$A_c =$	2.35	m ²	<i>Area della Sezione in Conglomerato</i>
u =	9.55	m	<i>Perimetro della Sezione in Conglomerato esposto all'Aria</i>
$h_0 =$	500	mm	<i>Dimensione Fittizia pari al rapporto $2A_c/u$</i>
$k_h =$	0.700		
$\epsilon_{cd,\infty} =$	-0.350		<i>Deformazione per Ritiro da Essiccamento (a Tempo infinito)</i>
$\epsilon_{ca,\infty} =$	-0.000063		<i>Deformazione per Ritiro da Autogeno (a Tempo infinito)</i>
$\epsilon_{cs} =$	-0.350	‰	<i>Deformazione per Ritiro Totale (a Tempo infinito)</i>

SVILUPPO NEL TEMPO DELLA DEFORMAZIONE $\epsilon_{cd}(t)$

t =	50000	gg	<i>Età del calcestruzzo al tempo massimo</i>
$t_s =$	0.00	gg	
$\beta_{ds}(t-t_s) =$	0.92		<i>Funzione di sviluppo Temporale</i>
$\epsilon_{cd}(t) =$	-0.323	‰	<i>Deformazione per Ritiro da Essiccamento (al Tempo t)</i>



La valutazione riportata indica che a 50.000 gg, per un tempo superiore alla vita utile della struttura, la deformazione da ritiro raggiunge il valore 0.323‰

Come precedentemente evidenziato si prevede l'utilizzo di additivo antiritiro idoneo a contenere la deformazione massima al valore di 0.2‰

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 16	WBS OM0008	Id. doc. REL	N. prog. 01	Rev. A	Pag. di Pag. 20 di 82
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	-----------------	----------------	-----------	--------------------------

5.1.4 Viscosità (ϵ_4)

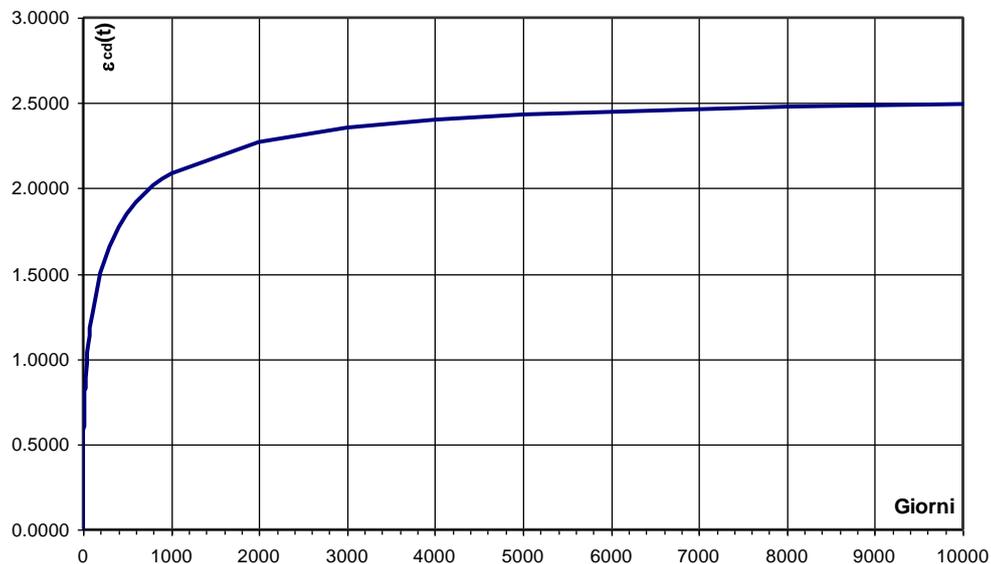
Di seguito si riporta il calcolo del coefficiente di viscosità per il calcestruzzo della soletta secondo quanto specificato nel Decreto Ministeriale 14/01/2008.

$h_0 =$	500	mm	<i>Dimensione Fittizia pari al rapporto $2A_c/u$</i>
$t_0 =$	4	giorni	<i>Età del calcestruzzo al Momento della messa in Carico</i>
$f_{ck} =$	35	Mpa	<i>Resistenza Caratteristica Cilindrica a Compressione</i>
$f_{cm} =$	43	Mpa	<i>Resistenza Media Cilindrica a Compressione (a 28 gg)</i>
UR =	60	%	<i>Umidità Relativa</i>

$$\phi(t \rightarrow t_0) = \mathbf{3.5} \quad \text{Coefficiente di Viscosità a } t = \infty$$

SVILUPPO NEL TEMPO DEL COEFFICIENTE DI VISCOSITA' $\phi(t, t_0)$

$t =$	50000	gg	<i>Età del calcestruzzo al tempo massimo</i>
$\alpha_1 =$	0.87		
$\alpha_2 =$	0.96		<i>Coefficienti dipendenti dalla resistenza del calcestruzzo</i>
$\alpha_3 =$	0.90		
$\phi_{RH} =$	1.38		<i>Coefficiente dipendente dall'umidità relativa</i>
$\beta(f_{cm}) =$	2.56		<i>Coefficiente dipendente dalla resistenza del calcestruzzo</i>
			<i>Coefficiente dipendente dall'età del Calcestruzzo</i>
$\beta(t_0) =$	0.70		<i>al momento dell'applicazione del carico</i>
$\phi_0 =$	2.5		<i>Coefficiente Nominale di Viscosità</i>
$\beta_H =$	975.548427		<i>Coefficiente dipendente da UR e da h_0</i>
$\beta_{cc}(t-t_0) =$	0.99		<i>Coefficiente descrittivo dell'evoluzione della viscosità nel tempo</i>
$\phi(t, t_0) =$	$\mathbf{2.5}$		<i>Coefficiente di Viscosità al tempo $t = 10.000$</i>



Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 16	WBS OM0008	Id. doc. REL	N. prog. 01	Rev. A	Pag. di Pag. 21 di 82
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	-----------------	----------------	-----------	--------------------------

5.1.5 Variazione termica (ε5)

L'azione della variazione termica è valutata, in termini di temperatura massima estiva e minima invernale dell'aria nel sito della costruzione, con periodo di ritorno di 50 anni, attraverso le indicazioni fornite dalla Normativa di riferimento (punto 5.2.2.5.2 del DM 2008). In particolare è stata considerata una differenza di temperatura di 5°C con andamento a farfalla tra la soletta in calcestruzzo e la trave.

Si è inoltre considerata una variazione termica uniforme pari a +/-20°C lungo tutto lo sviluppo dell'opera.

5.1.6 Azione di frenamento (q3)

Secondo il D.M. 14/01/2008 l'azione longitudinale di frenamento è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n. 1, ed è uguale a:

$$180 \text{ kN} \leq q_3 = 0.6(2 \cdot Q_{1k}) + 0.1 \cdot q_{1k} \cdot w_1 \cdot L \leq 900 \text{ kN}$$

Nel caso in oggetto risulta $Q_3 = 422.1 \text{ kN} = 18.35 \text{ kN/m}$.

L'azione di frenatura è applicata convenzionalmente a quota pavimentazione.

5.1.7 Azione centrifuga (q4)

L'azione centrifuga per ogni colonna di carico è valutata convenzionalmente come segue:

$$R < 60 \text{ m} \quad q_4 = 5.00 \text{ kN/m}$$

$$60 \text{ m} \leq R \leq 500 \text{ m} \quad q_4 = 300/R \text{ kN/m}$$

$$1500 \text{ m} \leq R \quad q_4 = 0.00 \text{ kN/m}$$

Per il cavalcavia in esame l'azione centrifuga è nulla in quanto l'impalcato si sviluppa in rettilineo.

5.1.8 Azione del vento (q5)

L'azione del vento viene convenzionalmente assimilata ad un carico orizzontale statico, diretto ortogonalmente all'asse del ponte.

La superficie dei carichi transitanti esposta al vento si assimila ad una parete rettangolare continua dell'altezza di 3.m a partire dal piano stradale.

Si riporta di seguito il calcolo della pressione del vento per unità di superficie.

Si valuta la pressione del vento in accordo con il paragrafo 3.3 del DM. 14/01/2008. La pressione del vento è data dall'espressione:

$$p = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$$

dove:

q_b = è la pressione cinetica di riferimento;

c_e = è il coefficiente di esposizione;

c_p = è il coefficiente di forma o aerodinamico;

c_d = è il coefficiente dinamico.

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 16	WBS OM0008	Id. doc. REL	N. prog. 01	Rev. A	Pag. di Pag. 22 di 82
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	-----------------	----------------	-----------	--------------------------

Con:

$$q_b = \rho \cdot (v_b)^2 / 2 = 456 \text{ N/m}^2;$$

dove v_b è stato desunto dalla tabella 3.3.1, zona 3 (Marche, Umbria) e ρ è la densità dell'aria, assunta pari a 1.25 kg/m^3 .

Considerando una classe di rugosità D (tabella 3.3.III), l'altezza del sito sul livello del mare, dalla figura 3.3.2 si evince che la struttura si trova in categoria II e dunque, in accordo con la tabella 3.3.II si assumono i seguenti parametri:

$$k_r = 0.19;$$

$$z_0 = 0.05 \text{ m};$$

$$z_{\min} = 4 \text{ m}.$$

quindi ipotizzando che l'opera abbia altezza $z \approx 10 \text{ m}$ dal suolo risulta:

$$c_e(z) = k^2 c_t \ln(z/z_0) [7 + c_t \ln(z/z_0)] = 2.36.$$

Secondo le indicazioni della Circolare del 02/02/2009 "Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. del 14/01/2008" (par. C3.3.10.4), si determina il coefficiente aerodinamico per l'impalcato in esame:

$$c_p = 2.4 - \phi = 1.4, \text{ essendo per travi ad anima piena } \phi = 1$$

Si considera un coefficiente dinamico (c_d) cautelativamente pari a 1 (par. 3.3.8 D.M. 14/01/2008). Procedendo al calcolo della pressione si ottiene:

$$p = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = 456 \text{ N/m}^2 \times 2.36 \times 1.4 \times 1 = 1.51 \text{ kN/m}^2$$

A vantaggio di sicurezza si assume comunque una pressione da vento pari a 2.5 kN/m^2

Vento a ponte carico

Cautelativamente si considera su tutto il ponte la sagoma dei veicoli per un'altezza pari a 3.0 al di sopra della livelletta.

$$q_w = (1.6 + 0.3 + 0.10 + 3.00) \times 2.5 \text{ kN/m} = 12.5 \text{ kN/m}.$$

Vento a ponte scarico

Cautelativamente questa condizione di carico si considera coincidente con la precedente.

5.1.9 Azioni sismiche (q6)

Il cavalcavia in oggetto è progettato per una vita nominale V_N pari a 50 anni. Gli si attribuisce inoltre una classe d'uso III ("Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza.") ai sensi del D. Min. 14/01/2008, da cui scaturisce un coefficiente d'uso $C_U = 1$.

L'azione sismica di progetto è valutata a partire dalla pericolosità sismica di base del sito su cui l'opera insiste, descritta in termini geografici e temporali:

attraverso i valori di accelerazione orizzontale di picco a_g (attesa in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale) e le espressioni che definiscono le ordinate del

relativo spettro di risposta elastico in accelerazione $S_e(T)$;

in corrispondenza del punto del reticolo che individua la posizione geografica dell'opera;

con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza PVR.

In particolare, la forma spettrale prevista dalla normativa è definita, su sito di riferimento rigido orizzontale, in funzione di tre parametri:

a_g , accelerazione orizzontale massima del terreno

F_0 , valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale

T_c^* , periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

I suddetti parametri sono calcolati come media pesata dei valori assunti nei quattro vertici della maglia elementare del reticolo di riferimento che contiene il punto caratterizzante la posizione dell'opera, utilizzando come pesi gli inversi delle distanze tra il punto in questione ed i quattro vertici.

In particolare, si può notare come F_0 descriva la pericolosità sismica locale del sito su cui l'opera insiste. Infatti, da quest'ultimo, attraverso le espressioni fornite dalla normativa, sono valutati i valori d'amplificazione stratigrafica e topografica. Di seguito sono riassunti i valori dei parametri assunti per l'opera in oggetto.

Vita nominale V_N = 50 anni;

Classe d'uso = III;

Coefficiente d'uso C_u = 1.5;

Periodo di riferimento V_R = 75 anni;

$T_{R,SLV}$ = 712 anni;

Comune = Fabriano;

$a_{g,SLV}$ = 0.206 g;

$F_{0,SLV}$ = 2.526;

$T_{c,SLV}^*$ = 0.331 sec.

Tabella 1 - Accelerazione (a_g), fattore (F_0) e periodo (T_c^*) per comune di riferimento - Fabriano

V_R [anni]	Stato Limite	PV_R -	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_c^* [s]
75	SLO	81%	45	0.073	2.450	0.286
	SLD	63%	75	0.090	2.454	0.297
	SLV	10%	712	0.206	2.526	0.331
	SLC	5%	1462	0.262	2.555	0.339

Lo spettro di risposta elastico per la descrizione della componente orizzontale del moto sismico è infine costruito a partire dai parametri seguenti.

Categoria di suolo = C;

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord - Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud - innesto S.S. 77 a Muccia

Nuovo cavalcavia Seano al km 2+888

Relazione tecnica e di calcolo

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 16	WBS OM0008	Id. doc. REL	N. prog. 01	Rev. A	Pag. di Pag. 24 di 82
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	-----------------	----------------	-----------	--------------------------

Categoria topografica = T1;
 S_s , fattore stratigrafico = 1.388;
 S_T , fattore topografico = 1.0;
 C_c , fattore correttivo del periodo TC* = 1.5.

Si riportano nell'immagine seguente, a titolo di riferimento, gli *spettri elastici allo SLV* in accelerazione in direzione orizzontale e verticale.

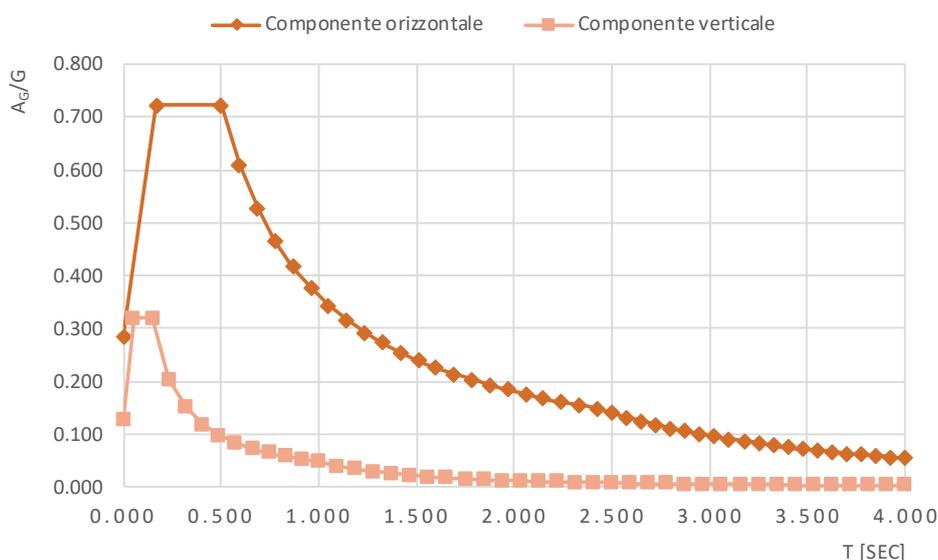


Figura 2 – SLV: Spettri elastici in accelerazione ($q = 1$)

In accordo a quanto previsto al punto 7.2.1 del D. Min. 14/01/2008 si prende in considerazione nel seguito, ai fini della verifica dell'impalcato, la sola azione sismica verticale rappresentata dallo spettro SLV con fattore di struttura $q = 1$.

6. COMBINAZIONI DI CARICO

Le combinazioni di carico considerate sono stabilite in conformità a quanto prescritto al Cap. 2 del D.M.14/01/2008.

6.1 Gruppi di carico

Nella tabella seguente, in accordo a quanto specificato in tabella 5.1.3.12 del D.M.14/01/2008., sono esplicitati i gruppi di carico considerati per i carichi accidentali da traffico.

Tabella 2 – Valori caratteristici delle azioni da traffico

Gruppo di azioni	Carichi sulla carreggiata					Carichi su marciapiedi e piste ciclabili
	Carichi verticali			Carichi orizzontali		Carichi verticali
	Modello principale (Schemi di carico 1, 2, 3, 4, 6)	Veicoli speciali	Folla (Schema di carico 5)	Frenatura q_3	Forza centrifuga q_4	Carico uniformemente distribuito
1	Valore caratteristico					Schema di carico 5 con valore di combinazione $2,5 \text{ kN/m}^2$
2 a	Valore frequente			Valore caratteristico		
2 b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 (*)						Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$
4 (**)			Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$			Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$
5 (***)	Da definirsi per il singolo progetto	Valore caratteristico o nominale				

(*) Ponti di 3^a categoria
 (**) Da considerare solo se richiesto dal particolare progetto (ad es. ponti in zona urbana)
 (***) Da considerare solo se si considerano veicoli speciali

Coerentemente nel seguito si fa riferimento ai gruppi di azioni da traffico 1, 2a e 2b.

6.2 Coefficienti parziali e di combinazione

Si utilizzano i coefficienti parziali di sicurezza e i coefficienti di combinazione di seguito riportati.

Tabella 3 – Coefficienti parziali di sicurezza agli SLU

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Carichi variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	γ_{e1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{e2}, \gamma_{e3}, \gamma_{e4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.
⁽²⁾ Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.
⁽³⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna
⁽⁴⁾ 1,20 per effetti locali

Tabella 4 – Coefficienti di combinazione

Azioni	Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)	Coefficiente ψ_0 di combinazione	Coefficiente ψ_1 (valori frequenti)	Coefficiente ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tabella 5.1.IV)	Schema 1 (Carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (Carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
Vento q_5	Vento a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	Esecuzione	0,8	----	0,0
	Vento a ponte carico	0,6		
Neve q_5	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	T_k	0,6	0,6	0,5

6.3 Combinazioni agli SLU

Di seguito si esplicitano i coefficienti utilizzati per le singole combinazioni di carico rilevanti per le verifiche strutturali dell'impalcato agli SLU.

L'espressione per le combinazioni di verifica strutturali (A1 - STR) è:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Mentre quella per le combinazioni sotto SISMA o ECCEZIONALI è:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Combinazione		G1	G2	E1	E2	E3	Gr.1	Gr.2a	Gr.2b	Q5	Q6	q9
A1 STR	Gr.1	1.35	1.35	0	1.2	0.72	1.35	0	0	0.9	0	0
	Gr.2a	1.35	1.35	0	1.2	0.72	0	1.35	0	0.9	0	0
	Gr.2b	1.35	1.35	0	1.2	0.72	0	0	1.35	0.9	0	0
	Q5	1.35	1.35	0	1.2	0.72	0	0	1	1.5	0	0
SISMA	SLV Z	1	1	0	1	0.5	0	0	0	1	0	
ECCEZIONALE	-	1	1	0	1	0.5	0	0	0	0	1	

6.4 Combinazioni agli SLE

Di seguito si esplicitano i coefficienti utilizzati per le singole combinazioni di carico rilevanti per le verifiche dell'impalcato agli SLE.

L'espressione per le combinazioni di verifica RARE è:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

L'espressione per le combinazioni di verifica FREQUENTI è:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

L'espressione per le combinazioni di verifica QUASI PERMANENTI è:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Combinazione		G1	G2	E1	E2	E3	Gr.1	Gr.2a	Gr.2b	Q5
RARA	Gr.1	1	1	0	1	0.6	1	0	0	0.6
	Gr.2a	1	1	0	1	0.6	0	1	0	0.6
	Gr.2b	1	1	0	1	0.6	0	0	1	0.6
FREQUENTE	Gr.2a	1	1	0	1	0.5	0	1	0	0
	Gr.2b	1	1	0	1	0.5	0	0	1	0
QUASI PERMANENTE	-	1	1	0	1	0.5	0	0	0	0

7. MODELLI DI CALCOLO

Nel seguito si riporta si riporta il calcolo dell'impalcato.

L'impalcato è realizzato mediante tre travi prefabbricate del tipo "cassoncino" con le dimensioni precedentemente indicate e dalla soletta costituita da predalles di spessore 5 cm e getto in opera di spessore 25 cm.

Per la verifica delle travi in c.a.p. si è proceduto con un modello globale di calcolo di tipo "graticcio".

Tale modello è stato realizzato attraverso il software di calcolo strutturale SAP2000 v11 distribuito dalla Computers and Structures, Inc. (CSI), i cui test di validazione sono divisi per categoria di elemento finito, e la soluzione ottenuta dal software è confrontata con la soluzione nota del relativo problema. La procedura di validazione è ampiamente descritta nei documenti allegati al software di calcolo e reperibile in rete.

Per la verifica della soletta invece, si è proceduto con uno schema di striscia trasversale semplicemente appoggiata sulle travi, ossia, uno schema di trave continua soggetta alla condizione più sfavorevole di carichi mobili. I modelli adottati ed i risultati ottenuti sono illustrati nel seguito.

7.1 ORIGINE E CARATTERISTICHE DEI CODICI DI CALCOLO

Nell'ambito del presente paragrafo si riporta una descrizione delle caratteristiche dei software utilizzati per l'effettuazione delle analisi e verifiche strutturali esposte ai precedenti paragrafi.

Nello specifico, l'analisi del comportamento delle strutture d'impalcato è stato effettuato con l'ausilio del Software SAP 2000 prodotto dalla **CSI Computers & Structures** (Berkeley, California, USA) e distribuito in Italia dalla **Brunetta e Brunetta Engineering Srl** (Pordenone), di cui si possiede regolare licenza, identificata nello specifico da Key Serial Number n° FD6E intestata a PROGIN SPA – CENTRO DIREZIONALE DI NAPOLI ISOLA F4 - 80143 NAPOLI.

Per l'esecuzione di verifiche di sezioni in cemento armato si è invece utilizzato il software **PresFile+**, prodotto e distribuito dalla **Concrete srl**, (Padova) di cui si possiede regolare licenza, identificata nello specifico da chiave USB n° **4552054**, intestata a PROGIN SPA - CENTRO DIREZIONALE DI NAPOLI ISOLA F4 - 80143 NAPOLI.

Infine si è ricorso a fogli di calcolo elettronici auto-prodotti, per l'automatizzazione di ulteriori verifiche effettuate quali predalles o sottostrutture.

Affidabilità dei codici di calcolo

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo dei software impiegati ha consentito di valutarne l'affidabilità. La documentazione fornita dal produttore dei software contiene un'esauriente descrizione delle basi teoriche, degli algoritmi impiegati e l'individuazione dei campi d'impiego. Le stesse società produttrici hanno verificato l'affidabilità e la robustezza dei codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati sono contenuti in apposita documentazione fornita a corredo dell'acquisto del prodotto, che per brevità espositiva si omette di allegare al presente documento.

Giudizio motivato di accettabilità dei risultati

I risultati delle elaborazioni esposte nel documento sono state inoltre sottoposte a controlli dal sottoscritto utente del software.

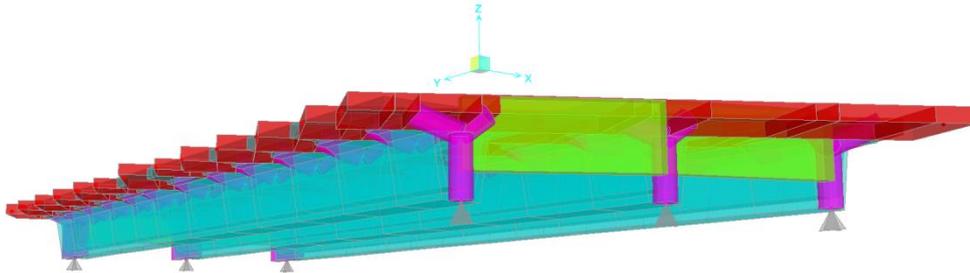
Tale valutazione ha compreso il confronto con i risultati di semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali, che per brevità espositiva si omette dall'allegare al presente documento.

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 16	WBS OM0008	Id. doc. REL	N. prog. 01	Rev. A	Pag. di Pag. 29 di 82
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	-----------------	----------------	-----------	--------------------------

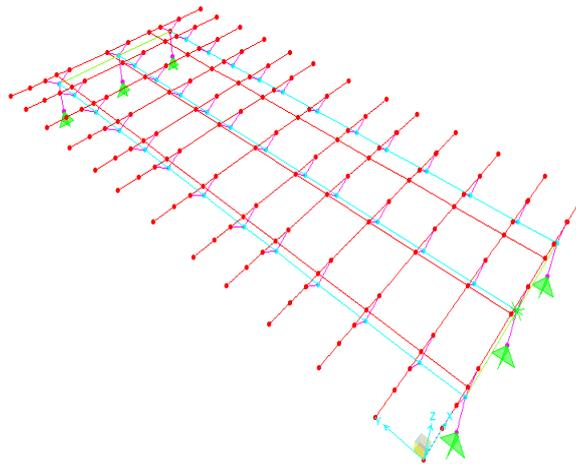
Inoltre sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, si è valutata la validità delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni.

In base a quanto sopra, Il Progettista dichiara pertanto che l'elaborazione è corretta ed idonea al caso specifico, validando conseguentemente i risultati dei calcoli esposti nella presente

7.2 MODELLO GLOBALE



Vista del modello solido dell'impalcato



Vista del modello di calcolo dell'impalcato

- nella direzione longitudinale sono presenti tre file di elementi trave in corrispondenza dei baricentri delle travi longitudinali costituite da trave prefabbricata più soletta collaborante;
- elementi "trave" trasversali corrispondenti a strisce di soletta di larghezza pari a 2 m e spessore 0.30.
- elementi rigidi nel piano trasversale, che schematizzano il collegamento fra travi longitudinali a quota baricentro e strisce trasversali a quota soletta. Tali elementi inclinati consentono di rappresentare l'appoggio della soletta in corrispondenza delle ali delle travi prefabbricate.

I vincoli impediscono gli spostamenti alle estremità.

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 16	WBS OM0008	Id. doc. REL	N. prog. 01	Rev. A	Pag. di Pag. 30 di 82
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	-----------------	----------------	-----------	--------------------------

I carichi applicati corrispondono alle seguenti condizioni di carico:

carichi permanenti (g1,g2,g3)

- peso proprio cassoncino: 19.55 kN/m
- peso proprio soletta: 7.5 kN/mq
- peso proprio marciapiede: 11.25 kN/mq
- peso proprio pavimentazione: 3.0 kN/mq
- guard-rail: 1.25 kN/m (per lato)
- reti di protezione: 1.5 kN/m (per lato)

carichi mobili.

Sono state considerate tre colonne di carico distribuite trasversalmente al fine di massimizzare le sollecitazioni nella trave di bordo. Il codice di calcolo valuta automaticamente le massime sollecitazioni al variare della posizione longitudinale dei carichi q_{1k} .

carichi orizzontali

I carichi orizzontali non sono stati inseriti nel modello di calcolo. Gli effetti di tali azioni sono state valutati separatamente e aggiunti secondo i coefficienti di combinazione prima riportati, agli effetti prodotti dagli altri carichi.

I risultati per le condizioni di carico permanenti confermano una ripartizione omogenea dei carichi fra le tre travi longitudinali. Le sollecitazioni flettenti e taglianti prodotte dai carichi mobili sulle travi e nella soletta sono forniti in termini di valori massimi. A titolo di esempio, si riportano per la trave di estremità, le massime sollecitazioni taglianti e flettenti per effetto dei carichi mobili.

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord - Castelraimondo sud

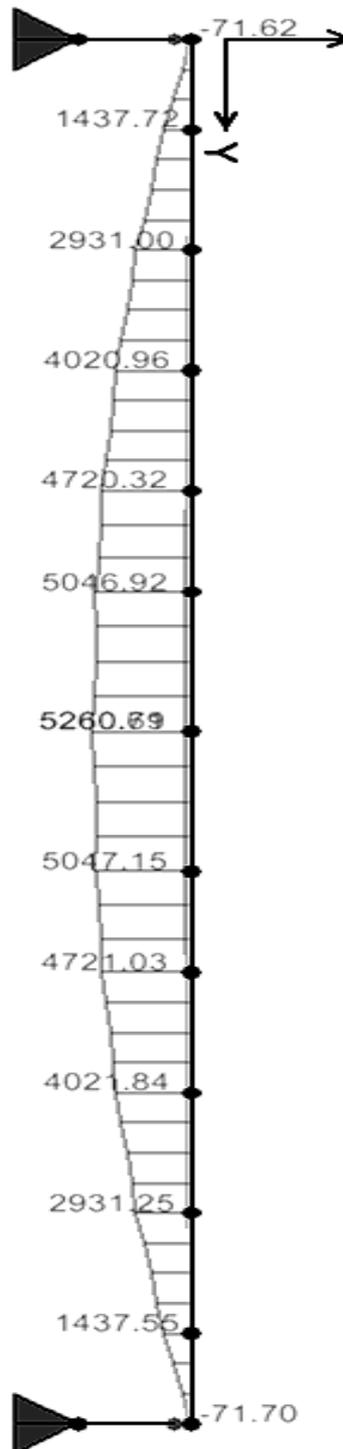
4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud - innesto S.S. 77 a Muccia

Nuovo cavalcavia Seano al km 2+888

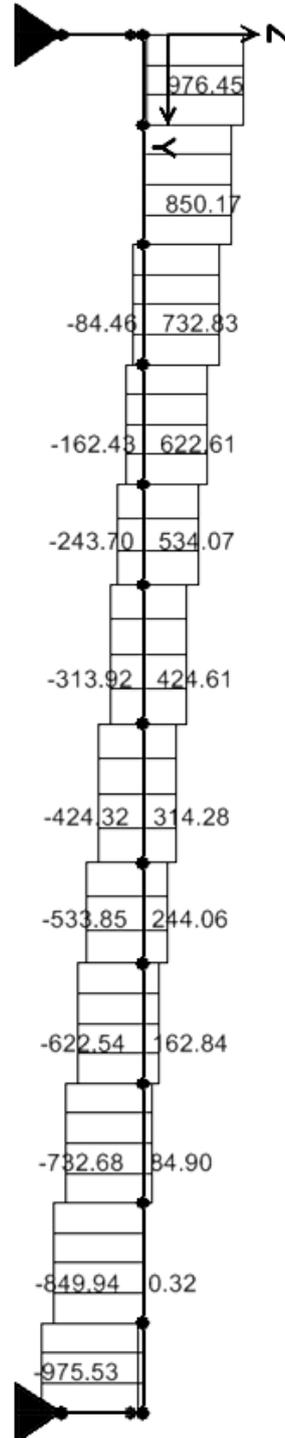
Relazione tecnica e di calcolo

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 16	WBS OM0008	Id. doc. REL	N. prog. 01	Rev. A	Pag. di Pag. 31 di 82
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	-----------------	----------------	-----------	--------------------------

Inviluppo delle sollecitazioni flettenti nel cassoncino di bordo

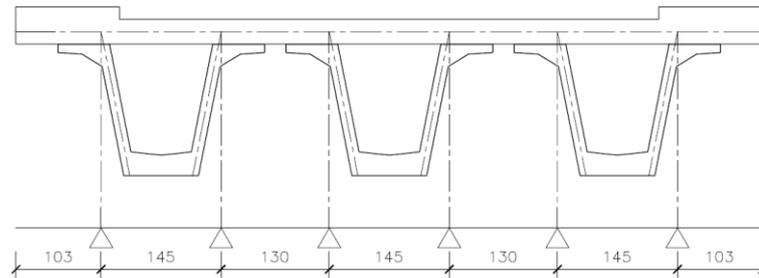


Inviluppo delle sollecitazioni taglianti nel cassoncino di bordo



7.3 SOLETTA

L'analisi delle sollecitazioni flettenti e taglianti nella direzione trasversale della soletta, è stata sviluppata considerando, un modello di trave continua semplicemente appoggiata in corrispondenza delle ali delle travi a cassoncino secondo lo schema riportato nella figura seguente.

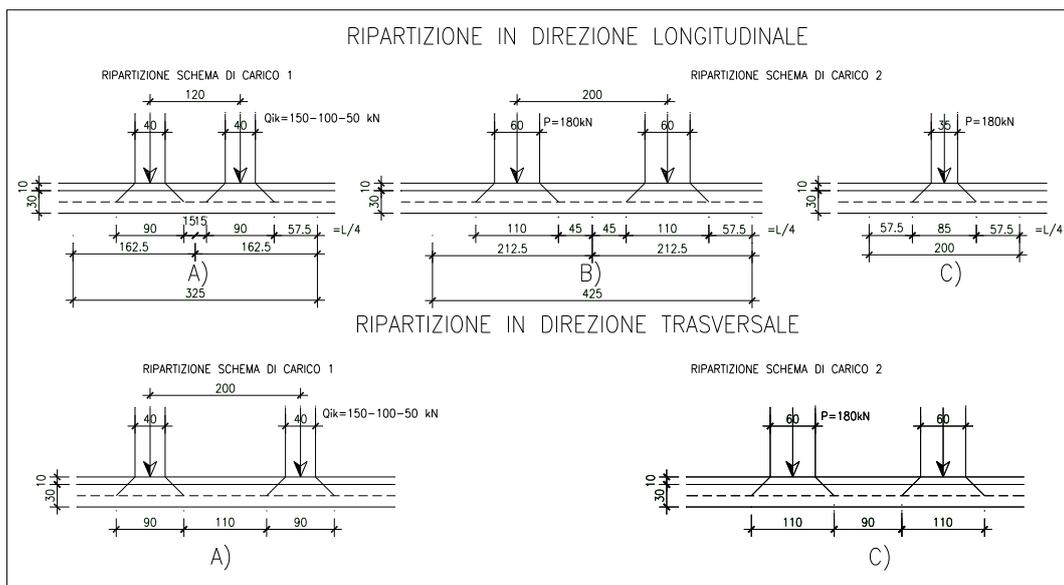


La trave è soggetta ai carichi permanenti ed ai carichi mobili di tipo concentrato (q_{ik}) previsti dal D.M. 14/09/05.

Il numero di carichi e l'effetto della loro posizione nella direzione trasversale è stato analizzato con l'opzione "linee di influenza" del codice di calcolo SAP 2000 valutando i valori massimi e minimi delle sollecitazioni flettenti e taglianti.

Il modello di trave continua risulta approssimato in quanto non tiene conto di possibili deformazioni della sezione trasversale conseguenti a spostamenti relativi non di tipo rigido fra le travi longitudinali. Tale effetto è stato tenuto in conto con il modello a graticcio.

La soletta è sollecitata dal peso proprio, dai carichi permanenti, e dalle azioni variabili da traffico. Pertanto sono state considerate le azioni q_1 con gli schemi di carico 1 e 2, così come definiti nel punto 6.2.3.3.3 del D.M. 14/09/05. In particolare, delle azioni dello schema 1 sono state considerate solo le quattro forze concentrate posizionate a 2 m di distanza nella direzione trasversale e 1.2 m nella direzione longitudinale (vedi figura seguente).



La valutazione della diffusione all'interno della soletta degli effetti dei carichi concentrati è stata sviluppata tenendo conto dello spessore della pavimentazione, dello spessore della soletta e della luce tra gli appoggi nella direzione trasversale.

Allo scopo di massimizzare le sollecitazioni nella soletta dell'impalcato in c.a.p, l'analisi statica della trave continua è stata condotta considerando le seguenti condizioni di carico viaggianti nel senso trasversale dell'impalcato.

Per i carichi mobili q_1 , la diffusione del carico attraverso la pavimentazione e la soletta è assunta con inclinazione a 45° fino al piano medio della soletta.

Pertanto per il carico q_1 (schema di carico 1) la forza di 150 kN si ripartisce su un'area di 90 x 90 cm. Si considera inoltre un'ulteriore diffusione degli effetti del carico nella direzione trasversale e pertanto la larghezza della striscia di soletta collaborante è incrementata di un valore massimo di $\frac{L}{4} = 57.5$ cm da entrambi i lati.

In definitiva tenendo conto dell'interasse di 120 cm tra i due carichi risulta, nella direzione longitudinale, come evidenziato in figura, una larghezza collaborante di soletta pari a 164 cm.

Per lo schema di carico 2 l'area di impronta a quota asse soletta è pari a 110 x 85 cm e la larghezza collaborante è pari a 212.5 o 200 cm a seconda della posizione della disposizione longitudinale e trasversale della coppia di 180 kN.

L'analisi della soletta è stata condotta comunque su uno schema di trave continua di larghezza di 1 m e pertanto i carichi considerati sulla trave continua sono i seguenti:

Schema di carico n° 1

Sono state considerate 3 condizioni di carico

1^a condizione: 2 carichi distribuiti con $q = \frac{150}{(1.62.5 \times 0.9)}$ kN/m/ml con distanza fra le loro risultanti pari a 2 m

2^a condizione: 2 carichi distribuiti con $q = \frac{150}{(1.62.5 \times 0.9)}$ kN/m/ml con distanza fra le risultanti pari a 2 m accoppiate con ulteriori 2 carichi distribuiti con $q = \frac{100}{(1.62.5 \times 0.9)}$ kN/m/ml a distanza di 3 m dalla coppia precedente. Quest'ultima coppia di carichi schematizza la presenza della seconda colonna di carico.

3^a condizione: alla precedente condizione vengono aggiunti 2 ulteriori carichi distribuiti con $q = \frac{50}{(1.62.5 \times 0.9)}$ kN/m/ml che schematizzano la presenza della terza colonna di carico.

A tali condizioni di carico è stata aggiunta la condizione che considera la presenza della sola prima e terza colonna di carico.

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 16	WBS OM0008	Id. doc. REL	N. prog. 01	Rev. A	Pag. di Pag. 34 di 82
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	-----------------	----------------	-----------	--------------------------

Schema di carico n° 2

Il carico q è stato incrementato del coefficiente dinamico

$$\phi = 1.4 \quad (L_{\text{appoggi}} < 10 \text{ m})$$

Schema di carico n° 2

Infine è stato considerato lo schema di carico n° 2 delle azioni variabili da traffico. Tale condizione è costituita da una coppia di due carichi da 180 KN posti a distanza di 2 m. Ognuno di essi si ripartisce su un'area di impronta di lati 212.5 cm x 85 cm se la coppia di carico è posta nella direzione longitudinale (parallela all'asse longitudinale dell'impalcato) (figg. LB e LC), altrimenti se la coppia viaggia in senso trasversale su un'area di 200x110 cm (200 cm nella direzione longitudinale e 110 nella direzione trasversale) così come indicato nelle Figg. TA e TC.

L'analisi è stata condotta, anche in questo caso, su una striscia di calcestruzzo di 1 m di larghezza su cui sono stati applicati due carichi viaggianti nella direzione trasversale dell'impalcato separatamente e cioè:

1 un unico carico distribuito di larghezza trasversale pari a 0.85 m e $q = \frac{180}{(212.5 \times 0.85)} \text{ kN/m/ml}$ che schematizza la coppia di carico posta nella direzione longitudinale;

2 due carichi distribuiti di larghezza trasversale pari a 110 cm e $q = \frac{180}{(212.5 \times 1.10)} \text{ kN/m/ml}$ posti a una distanza di 2 m fra le risultanti che schematizza la coppia di carico posta nella direzione trasversale.

RISULTATI

Nel seguito si riportano i diagrammi delle sollecitazioni nella soletta per lo stato limite ultimo.

Inviluppo del momento flettente per le verifiche allo stato limite ultimo

Inviluppo del taglio per le verifiche allo stato limite ultimo

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

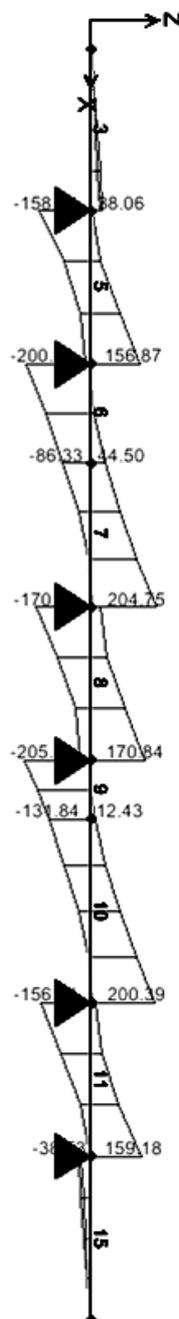
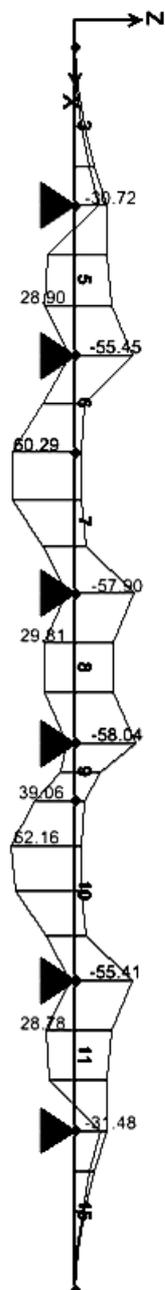
3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord - Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud - innesto S.S. 77 a Muccia

Nuovo cavalcavia Seano al km 2+888

Relazione tecnica e di calcolo

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 16	WBS OM0008	Id. doc. REL	N. prog. 01	Rev. A	Pag. di Pag. 35 di 82
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	-----------------	----------------	-----------	--------------------------



7.4 CRITERI DI VERIFICA

Le verifiche degli elementi strutturali principali, costituenti gli impalcati, e cioè solette, travi prefabbricati in c.a.p. e travi in acciaio sono state sviluppate nei riguardi degli stati limite di esercizio e ultimo conformemente al D.M. 14/01/2008 e della normativa di riferimento indicata al par. 2.

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 16	WBS OM0008	Id. doc. REL	N. prog. 01	Rev. A	Pag. di Pag. 36 di 82
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	-----------------	----------------	-----------	--------------------------

7.4.1 Soletta in c.a.

Verifiche di resistenza agli stati limite ultimi

Si è verificato che il valore di progetto degli effetti delle azioni, ovvero delle sollecitazioni flettenti di progetto M_d sia minore dei corrispondenti momenti resistenti M_r delle sezioni di progetto.

La verifica di resistenza delle sezioni nei vari elementi strutturali, viene condotta tenendo conto delle condizioni più gravose che si individuano dall'involuppo delle sollecitazioni agenti nelle diverse combinazioni di carico.

Le combinazioni e i coefficienti moltiplicativi delle singole azioni vengono definiti in base a quanto indicato dal D.M.14/01/2008.

Inoltre le verifiche a pressoflessione ultima sono state eseguite facendo riferimento alle superfici di rottura in termini di momento flettente e sforzo normale assumendo i legami costitutivi per il cls e l'acciaio specificati dal D.M.14/01/2008.

Per quanto riguarda le verifiche a taglio ultimo, si è fatto riferimento alle formulazioni del D.M.14/01/2008. Per la valutazione del taglio resistente per elementi non armati a taglio si è fatto riferimento al p.to 4.1.2.1.3.1, mentre per gli elementi che richiedono armatura a taglio al p.to 4.1.2.1.3.2. In quest'ultimo caso si è operato assumendo per la biella compressa una inclinazione ($\theta = 45^\circ$).

Verifiche allo stato limite di fessurazione

E' stata valutata l'ampiezza della fessura per le combinazioni di carico indicate dal D.M.14/01/2008 seguendo le indicazioni riportate al punto 4.1.2.2.4, assumendo come valore limite di apertura delle fessure $w_1 = 0.2$ mm.

Verifiche delle tensioni di esercizio

La massima tensione di compressione del cls deve rispettare la limitazione:

$$\alpha < 0.60 f_{ck} \quad \text{per combinazione caratteristica;}$$

$$\alpha < 0.45 f_{ck} \quad \text{per combinazione quasi permanente.}$$

La massima tensione dell'acciaio deve rispettare la limitazione:

$$\alpha < 0.8 f_{yk} \quad \text{per combinazione caratteristica.}$$

7.4.2 Travi in c.a.p.

Le verifiche della singola trave degli impalcati in c.a.p. sono state eseguite con le seguenti fasi e modalità:

Verifiche tensionali e di fessurazione (SLE)

Sono state considerate diverse fasi di costruzione ed applicazione dei carichi e relative cadute di tensione nei cavi.

Per la singola fase, sono state calcolate nella sezione precompressa e nella sezione mista trave c.a.p. più soletta collaborante le tensioni normali e tangenziali nei punti più sollecitati della sezione e relative tensioni principali. Tali tensioni sono state, quindi, confrontate con le resistenze relative allo stato limite di esercizio.

La verifica a fessurazione, per le combinazioni FR e QP, è stata eseguita confrontando il momento max nella trave mista c.a.p. + soletta (M) con il momento di prima fessurazione della trave (M_f).

Verifiche allo Stato limite Ultimo

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 16	WBS OM0008	Id. doc. REL	N. prog. 01	Rev. A	Pag. di Pag. 37 di 82
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	-----------------	----------------	-----------	--------------------------

Le verifiche di Stato limite Ultimo nei riguardi della flessione sono state eseguite con riferimento alla sezione di mezzeria, mentre nei riguardi del taglio con riferimento alla zona d'appoggio.

Le resistenze di progetto a flessione e taglio sono state valutate conformemente al D.M. 14/01/2008 e all'Eurocodice 2.

Verifica a flessione

Il momento ultimo della sezione mista dalla trave prefabbricata più soletta è stata valutata con i legami costitutivi non lineari riportati nel punto 5.1.2.1.5.2 Del D.M. 14/01/2008 sia per il calcestruzzo che per l'acciaio armonico. In particolare è stato assunto un legame costitutivo elastico-perfettamente plastico sia per l'armatura che per i trefoli tesi.

Per l'acciaio da precompressione è stata valutata la deformazione complessiva in condizioni ultime ed è stato confrontato con il valore limite indicato dalla norma UNI EN 1992 pari a:

$$\varepsilon_U = 0.9 \times \frac{35}{1000}$$

Verifiche a taglio

La verifica a taglio nella zona di testata è stata effettuata considerando la presenza delle staffe e trascurando il contributo della precompressione, tenuto conto dell'effetto ridotto dovuto alla diffusione delle tensioni a partire dalla sezione di testata. Pertanto il taglio ultimo è stato valutato con riferimento al D.M. 14/01/2008 per la sezione di travi in c.a.

Verifica di deformabilità

E' stato valutato lo spostamento massimo della sezione in mezzeria nelle diverse fasi di realizzazione. Per lo spostamento massimo della sezione in mezzeria "f", per effetto dei carichi mobili, si è prevista la seguente limitazione: $f/L < 1/500$.

8. VERIFICHE IMPALCATO IN C.A.P.

Nel seguito si descrive la procedura adottata per il calcolo delle sollecitazioni e le relative verifiche di resistenza per le varie combinazioni di carico.

Le sollecitazioni massime nelle travi sono state valutate mediante il modello a graticcio descritto precedentemente, mentre per la valutazione delle sollecitazioni massime nella soletta, oltre al modello a graticcio è stato implementato un modello piano (trave continua); anche quest'ultimo è stato descritto precedentemente.

8.1 VERIFICA DEL CASSONCINO

La verifica è stata condotta tenendo conto delle fasi costruttive.

Nella fase iniziale di precompressione si considera la sola trave prefabbricata soggetta al peso proprio e allo sforzo massimo di precompressione.

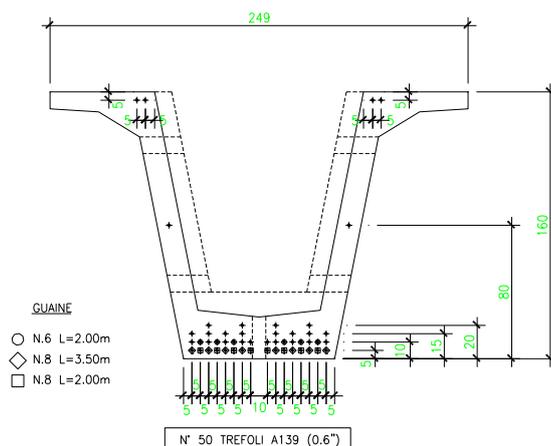
Analogamente, nella fase di getto della soletta si considera la sola trave prefabbricata soggetta al peso ulteriore della soletta ed inoltre, parzialmente alle cadute di tensione dei trefoli.

Nella fase di esercizio, gli incrementi di carico agiscono nella sezione completa, e cioè trave più soletta collaborante, e si considerano esaurite le cadute di tensione.

La sezione resistente nella fase finale comprende lo spessore della soletta, al netto dello spessore delle predalles e omogeneizzando la larghezza della soletta stessa per tenere conto delle diverse caratteristiche del calcestruzzo della soletta e della trave. Il coefficiente riduttivo applicato alla larghezza della soletta è pari al rapporto tra i moduli elastici dei calcestruzzi utilizzati, ovvero: $c = 0.95$. Pertanto la larghezza collaborante della soletta omogeneizzata rispetto al cassoncino prefabbricato è pari a:

$$l_0 = 0.95 \times 3.25 = 3.09 \text{ m.}$$

Di seguito si riporta la sezione della trave in c.a.p. con la distribuzione dei trefoli.



Sezione trasversale cassoncino

Lo schema di precompressione è il seguente:

SCHEMA DI PRECOMPRESSIONE

Sezione in mezzeria

Gruppo 1	16 trefoli	area=0.000139	y=0.05
Gruppo 2	16 trefoli	area=0.000139	y=0.10
Gruppo 3	8 trefoli	area=0.000139	y=0.15
Gruppo 4	4 trefoli	area=0.000139	y=0.20
Gruppo 5	2 trefoli	area=0.000139	y=0.80
Gruppo 6	4 trefoli	area=0.000139	y=1.55

Lungo la trave alcuni trefoli sono previsti di tipo con guaina al fine di ridurre la precompressione nelle zone laterali. Lo schema di disposizione dei trefoli 'inguainati' è il seguente:

dei 16 trefoli del gruppo 1, 8 sono inguainati per 2 m e 8 sono inguainati per 3.5 m ;
 dei 16 trefoli del gruppo 2, 6 sono inguainati per 2 m.

8.1.1 Verifiche agli stati limite di esercizio

Si riportano le verifiche del cassoncino in diverse sezioni, i calcoli delle sollecitazioni sono stati sviluppati con il modello graticcio presentato nei paragrafi precedenti, mentre le verifiche di resistenza sono effettuate con l'ausilio di un apposito codice di calcolo che svolge l'analisi del comportamento dell'elemento strutturale nelle varie fasi. Si è ipotizzato che l'impalcato venga realizzato con le seguenti fasi e tempi:

1. Taglio dei trefoli: almeno 7 giorni dopo il getto
2. Varo della trave e getto della soletta: 180 giorni dopo il getto
3. Applicazione dei sovraccarichi permanenti: 210 giorni dopo il getto
4. Esercizio: 220 giorni dopo il getto.

Pertanto, in osservanza al DM 14/9/2005, le cadute di tensione nei cavi sono state valutate considerando:

- 1) le cadute di tensione per il ritiro del calcestruzzo della trave prefabbricata legate ad una deformazione per ritiro pari a 0.3 ‰ utilizzando un'umidità di circa il 60%;
- 2) le cadute di tensione per la viscosità del calcestruzzo della trave prefabbricata legate ad una deformazione per viscosità pari a 2.3 della deformazione elastica;
- 3) le cadute di tensione per rilassamento dell'acciaio legate ad una deformazione per rilassamento, considerando i dati sperimentali dei prodotti omologati per una tensione pari a 0.75 F_{ptk}, secondo cui le cadute di tensione a 120 ore sono pari a 1.8%, quelle a 1000 ore pari a 2.2%, e quelle a 2000 ore pari a 2.5% (ciò ha consentito di utilizzare la formula per il calcolo della caduta di rilassamento a tempo infinito basata sui risultati di prove a lunga durata).
- 4) le cadute di tensione istantanee per l'accorciamento elastico del conglomerato.

Nel seguito si riportano le sollecitazioni massime e le relative verifiche di resistenza.

Le verifiche agli stati limite di esercizio e alla fessurazione sono state eseguite tenendo conto delle varie fasi realizzative dell'impalcato, ossia:

- FASE 1: fase di costruzione del cassone (fase di tiro);
- FASE 2: fase di getto della soletta dell'impalcato, a parziali cadute di tensioni avvenute nei trefoli;
- FASE 3: condizioni in esercizio a cadute di tensioni avvenute nei trefoli.

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE
3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord - Castelraimondo sud
4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud - innesto S.S. 77 a Muccia

Nuovo cavalcavia Seano al km 2+888

Relazione tecnica e di calcolo

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 16	WBS OM0008	Id. doc. REL	N. prog. 01	Rev. A	Pag. di Pag. 40 di 82
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	-----------------	----------------	-----------	--------------------------

Nel seguito si riportano, per le sezioni maggiormente significative, le sollecitazioni per le varie condizioni di carico, e le verifiche di resistenza nelle varie fasi di lavoro. Inoltre sono riportate le caratteristiche geometriche della sezione in c.a.p. in esame e cioè: le aree dei gruppi dei trefoli lungo l'asse verticale e longitudinale (**DATI CAVI**), le coordinate dei vertici della sezione precompressa (**VERTICI SEZIONE PRECOMPRESSA**) e della soletta (**VERTICI SOLETTA**), l'area del cavo risultante e la sua distanza dal bordo inferiore e le caratteristiche inerziali della sezione omogeneizzata nella varie fasi (area, distanza del baricentro dal lembo inferiore, momento di inerzia, moduli di resistenza)

E' importante evidenziare che le sollecitazioni in ogni sezione del cassoncino sono state valutate modellando l'impalcato con un grigliato sviluppato con il codice di calcolo agli elementi finiti SAP 2000 soggetto alle seguenti condizioni di carico:

carichi propri e portati = $g_1 + g_2 + g_3$
Ritiro (ϵ_2)
Carichi mobili ($q_1 - q_2$)
Vento (q_5)
Sisma Verticale (q_6) S.L.D.

Successivamente, le sollecitazioni corrispondenti alle singole condizioni di carico sono state combinate come da normativa (vedi tabella tab CC del par. 4).

Quindi, nel seguito, vengono riportate le caratteristiche di sollecitazione nella sezione di interesse corrispondenti alle singole condizioni di carico e, successivamente, le caratteristiche di sollecitazione opportunamente combinate secondo lo stato limite in esame. La verifica viene eseguita, per ogni stato limite, utilizzando il massimo valore delle caratteristiche della sollecitazione scelte fra le combinazioni corrispondenti a quello stato limite.

Per quanto riguarda gli stati limite di esercizio e di fessurazione, vengono riportate le verifiche tensionali nelle tre fasi e il coefficiente di sicurezza alla fessurazione.

Per ogni fase vengono fornite le caratteristiche della sollecitazione, gli sforzi di precompressione (caratt. della sollecitazione e sforzi di precompressione), le cadute di tensione nei trefoli per ritiro, viscosità e rilassamento (cadute di tensione), le tensioni normali al bordo superiore ed inferiore della trave precompressa, le tensioni normali al bordo superiore ed inferiore della soletta (verifica a flessione) e, per alcune fibre dell'anima della sezione in c.a.p., le tensioni

Il ritiro differenziale della soletta rispetto al cassoncino comporta una sollecitazione di trazione nella soletta ed una sollecitazione di pressoflessione nella sezione composta che viene valutata con il codice di calcolo. Di seguito, si valutano i valori delle tensioni normali agenti nella soletta e nella sezione di calcestruzzo.

Sforzo normale di trazione per impedita contrazione della soletta, è valutato a tempo infinito:

$$N = \epsilon_r \cdot A_{sol} \cdot (E / (1 + \phi(t, t_0))) = 1929 \text{ kN}$$

(il valore di ϵ_r è pari a 0.2‰ e $\phi(t, t_0) = 2.5$).

Lo sforzo N (compressione) e il corrispondente momento flettente $M = N \cdot d$, con d distanza fra il baricentro della soletta e il baricentro della sezione composta, vengono applicati alla sezione composta. Tali effetti sono inclusi nelle sollecitazioni per la verifica della trave nella fase 3.

DATI DI PROGETTO

Rck trave	= 55 Mpa
Rck soletta	= 45 Mpa
Luce di calcolo	= 23.0 m
Coefficiente di omogenizzazione dell'acciaio	= 6
Cavi di tipo stabilizzato	
Numero di gruppi di cavi	= 8
Tensione al tiro	= 1400 Mpa
Fptk	= 1870 Mpa
Fptl	= 1670 Mpa
Caduta di tensione per rilassamento a 1000 ore (% di 0.75 Fptk)	= 2.2
Caduta di tensione per rilassamento a 2000 ore (% di 0.75 Fptk)	= 2.5
Peso proprio della trave	= 19.60 kN/m
Peso proprio della soletta	= 28.13 kN/mq

NOTE

Il calcolo delle cadute di tensione viene eseguito nell'ipotesi che il 40% risulta esaurito all'inizio della seconda fase e il 100% già esaurito in condizioni di esercizio.

Nel seguito si fa riferimento ad un sistema di assi cartesiani X, Y, Z, avente come origine l'appoggio di sinistra della trave e l'asse Z parallelo all'asse longitudinale della trave.

SIMBOLOGIA ADOTTATA

Ac = Area del cavo risultante

Dis = Distanza del cavo risultante dal bordo inferiore

Ecc = Distanza del cavo risultante dal baricentro

σ_1 = Tensione al lembo superiore della soletta

σ_2 = Tensione al lembo inferiore della soletta

σ_3 = Tensione al lembo superiore della trave

σ_4 = Tensione al lembo inferiore della trave

Nz = Componente orizzontale dello sforzo di precompressione

Ny = Componente verticale dello sforzo di precompressione

σ_c = Tensione nei cavi

Yf = Distanza della fibra dal bordo inferiore (verifica a taglio) [cm]

σ = Tensione nel calcestruzzo [Mpa]

τ = Tensione tangenziale nel calcestruzzo [Mpa]

σ_π = Tensioni principali nel calcestruzzo [Mpa]

Verifica sezione z=11.5 m

Le sollecitazioni nella sezione di riferimento sono le seguenti:

SOLLECITAZIONI SEZIONE (Z= 11.50 m)			
	N	M	T
	kN	kNm	kN
g1+g2+g3		4827	0
Ritiro (ϵ_2)	1929	771	0

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE
3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord - Castelraimondo sud
4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud - innesto S.S. 77 a Muccia

Nuovo cavalcavia Seano al km 2+888

Relazione tecnica e di calcolo

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 16	WBS OM0008	Id. doc. REL	N. prog. 01	Rev. A	Pag. di Pag. 42 di 82
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	-----------------	----------------	-----------	--------------------------

Carichi mobili (q1-q2)		5260	425
Vento Ponte Scarico (q5)		14	0
Vento Ponte Carico (q5)		135	0
Sisma Verticale (q6) S.L.D.		1834	0
Sisma Verticale (q6) S.L.U.		3041	0

SOLLECITAZIONI SEZIONE (Z= 11.50 m)			
	N	M max	T max
	kN	kNm	kN
SLE-R-I	1929	5612	0
SLE-R-II	1929	10939	425
SLE-R-III	1929	10885	425
SLE-R-IV	1929	10885	425
SLE-R-V	1929	7433	0

Si riporta di seguito la verifica della sezione in fase di tiro (fase 1), in fase intermedia (fase 2) e in fase di esercizio (fase 3) corrispondente alla combinazione di carico SLE-R-II.

DATI CAVI

Cavo N	à	y (cm)	Area (cmq)
Cavo N 1	0.00	5.00	22.40
Cavo N 4	0.00	10.00	22.40
Cavo N 5	0.00	15.00	11.20
Cavo N 6	0.00	20.00	5.60
Cavo N 7	0.00	80.00	2.80
Cavo N 8	0.00	155.00	5.60

GEOMETRIA SEZIONE
VERTICI SEZIONE PRECOMPRESSA

Vertice	X (cm)	Y (cm)
1	45.00	0.00
2	71.00	133.00
3	95.50	148.00
4	124.50	150.00
5	124.50	160.00
6	62.20	160.00
7	36.50	30.00
8	0.00	25.00
9	0.00	25.00
10	-36.50	30.00
11	-62.20	160.00
12	-124.50	160.00

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord - Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud - innesto S.S. 77 a Muccia

Nuovo cavalcavia Seano al km 2+888

Relazione tecnica e di calcolo

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 16	WBS OM0008	Id. doc. REL	N. prog. 01	Rev. A	Pag. di Pag. 43 di 82
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	-----------------	----------------	-----------	--------------------------

13	-124.50	150.00
14	-95.50	148.00
15	-71.00	133.00
16	-45.00	0.00

VERTICI SOLETTA

Vertice	X (cm)	Y (cm)
1	187.50	160.00
2	187.50	190.00
3	-187.50	190.00
4	-187.50	160.00

 $A_c = 70.00 \text{ cm}^2$
 $Dis = 24.40 \text{ cm}$

FASE	IeII -	III
Area	8192 cm ²	18368 cm ²
Inerzia	26795334 cm ⁴	72545064 cm ⁴
Yinf	75 cm	131 cm
Winf	355192 cm ³	555490 cm ³
Wsup	316876 cm ³	2467230 cm ³

 CARATT. DELLA SOLLECITAZIONE
 E SFORZI DI PRECOMPRESSIONE

FASE N.	1	2	3
T (kN)	0	0	425
M (kNm)	1300	1860	7779
N (kN)	0	0	1929
Nz (kN)	9800	8829	7703
NZ (kN)	0	0	0
σ (Mpa)	14000	12614	11005

CADUTE DI TENSIONE

Ritiro	25.2	37.8
Viscosita'	87.5	92.1
Rilassamento	26.0	31.1

CADUTA DI TENSIONE TOTALE= 299.5 Mpa

VERIFICA A FLESSIONE

FASE	1	2	3
σ_1	0	0	5.0
σ_2	0	0	1.7
σ_3	0.3	6.5	10.6
σ_4	22.4	14.6	-0.7

VERIFICA A TAGLIO (fase 3)

Spessore anima = 28.00 cm

FIBRA N.	1	2	3	4	5
Yf =	133.00	107.25	81.50	55.75	30.00
σ =	8.62	6.72	4.83	2.94	1.05
τ =	0.95	0.94	0.88	0.79	0.65

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE
3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord - Castelraimondo sud
4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud - innesto S.S. 77 a Muccia

Nuovo cavalcavia Seano al km 2+888

Relazione tecnica e di calcolo

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 16	WBS OM0008	Id. doc. REL	N. prog. 01	Rev. A	Pag. di Pag. 44 di 82
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	-----------------	----------------	-----------	--------------------------

$\sigma =$	-0.10	-0.12	-0.15	-0.19	-0.31
$\sigma =$	8.72	6.85	4.99	3.14	1.36

Verifica sezione z=8.10 m

Le sollecitazioni nella sezione di riferimento sono le seguenti:

SOLLECITAZIONI SEZIONE (Z= 8.10m)			
	N	M	T
	kN	kNm	kN
g1+g2+g3		4512	210
Ritiro (ϵ_2)	1929	771	0
Carichi mobili (q1-q2)		4763	533
Vento Ponte Scarico (q5)		13	1.56
Vento Ponte Carico (q5)		123	15.2
Sisma Verticale (q6) S.L.D.		1715	80
Sisma Verticale (q6) S.L.U.		2843	50

SOLLECITAZIONI SEZIONE (Z= 8.10m)			
	N	M max	T max
	kN	kNm	kN
SLE-R-I	1929	5296	212
SLE-R-II	1929	10120	752
SLE-R-III	1929	10071	746
SLE-R-IV	1929	10071	746
SLE-R-V	1929	6998	290

Si riporta di seguito la verifica della sezione in fase di tiro (fase 1), in fase intermedia (fase 2) e in fase di esercizio (fase 3) corrispondente alla combinazione di carico SLE-R-II.

DATI CAVI

Cavo N	à	y (cm)	Area (cm ²)
Cavo N 1	0.00	5.00	22.40
Cavo N 2	0.00	10.00	22.40
Cavo N 3	0.00	15.00	11.20
Cavo N 4	0.00	20.00	5.60
Cavo N 5	0.00	80.00	2.80
Cavo N 6	0.00	155.00	5.60

GEOMETRIA SEZIONE
VERTICI SEZIONE PRECOMPRESSA

Vertice	X (cm)	Y (cm)
---------	--------	--------

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord - Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud - innesto S.S. 77 a Muccia

Nuovo cavalcavia Seano al km 2+888

Relazione tecnica e di calcolo

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 16	WBS OM0008	Id. doc. REL	N. prog. 01	Rev. A	Pag. di Pag. 45 di 82
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	-----------------	----------------	-----------	--------------------------

1	45.00	0.00
2	71.00	133.00
3	95.50	148.00
4	124.50	150.00
5	124.50	160.00
6	62.20	160.00
7	36.50	30.00
8	0.00	25.00
9	0.00	25.00
10	-36.50	30.00
11	-62.20	160.00
12	-124.50	160.00
13	-124.50	150.00
14	-95.50	148.00
15	-71.00	133.00
16	-45.00	0.00

VERTICI SOLETTA

Vertice	X (cm)	Y (cm)
1	187.50	160.00
2	187.50	190.00
3	-187.50	190.00
4	-187.50	160.00

Ac = 70.00 cmq

Dis = 24.40 cm

FASE IeII - III

Area	8192 cmq	18368 cm2
Inerzia	26795334 cm4	72545064 cm4
Yinf	75 cm	131 cm
Winf	355192 cm3	555490 cm3
Wsup	316876 cm3	2467230 cm3

**CARATT. DELLA SOLLECITAZIONE
E SFORZI DI PRECOMPRESSIONE**

FASE N.	1	2	3
T (kN)	67	95	590
M (kNm)	1183	1697	7240
N (kN)	0	0	1929
Nz (Nz)	9800	8823	7670
Ny (kN)	0	0	0
σc (Mpa)	1400	1260	1095

CADUTE DI TENSIONE

Ritiro	25	37
Viscosita'	88	95
Rilassamento	25	31

CADUTA DI TENSIONE TOTALE= 304 Mpa

VERIFICA A FLESSIONE

FASE	1	2	3
σ1	0	0	4.7
σ2	0	0	1.5
σ3	-0.1	5.6	9.5
σ4	22.7	15.3	0.5

VERIFICA A TAGLIO (fase 3)

Spessore anima = 28.00 cm

FIBRA N.	1	2	3	4	5
----------	---	---	---	---	---

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE
3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord - Castelraimondo sud
4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud - innesto S.S. 77 a Muccia

Nuovo cavalcavia Seano al km 2+888

Relazione tecnica e di calcolo

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 16	WBS OM0008	Id. doc. REL	N. prog. 01	Rev. A	Pag. di Pag. 46 di 82
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	-----------------	----------------	-----------	--------------------------

$\gamma_f =$	133.00	107.25	81.50	55.75	30.00
$\alpha =$	7.98	6.54	5.09	3.65	2.21
$\tau =$	1.64	1.69	1.64	1.50	1.26
$\sigma =$	-0.326	-0.413	-0.486	-0.539	-0.574
$\sigma =$	8.31	6.95	5.58	4.19	2.78

Verifica sezione z=1.00 m

Le sollecitazioni nella sezione di riferimento sono le seguenti:

SOLLECITAZIONI SEZIONE (Z= 1.0m)			
	N	M	T
	kN	kNm	kN
g1+g2+g3		370	806
Ritiro (ϵ_2)	1929	771	0
Carichi mobili (q1-q2)		912	850
Vento Ponte Scarico (q5)		2	4.62
Vento Ponte Carico (q5)		22	22.4
Sisma Verticale (q6) S.L.D.		141	306
Sisma Verticale (q6) S.L.U.		233	193

SOLLECITAZIONI SEZIONE (Z= 1.0m)			
	N	M max	T max
	kN	kNm	kN
SLE-R-I	1929	1144	811
SLE-R-II	1929	2067	1669
SLE-R-III	1929	2058	1660
SLE-R-IV	1929	2058	1660
SLE-R-V	1929	1282	1112

Si riporta di seguito la verifica della sezione in fase di tiro (fase 1), in fase intermedia (fase 2) e in fase di esercizio (fase 3) corrispondente alla combinazione di carico SLE-R-II

DATI CAVI

Cavo N 1			
	à	y (cm)	Area (cm ²)
0.00	5.00	0.10	
Cavo N 2			
	à	y (cm)	Area (cm ²)
	0.00	20.00	5.60
Cavo N 3			
	à	y (cm)	Area (cm ²)
	0.00	15.00	11.20
Cavo N 4			
	à	y (cm)	Area (cm ²)
	0.00	10.00	14.00
Cavo N 5			
	à	y (cm)	Area (cm ²)
	0.00	80.00	2.80
Cavo N 6			
	à	y (cm)	Area (cm ²)
0.00	155.00	5.60	

GEOMETRIA SEZIONE
VERTICI SEZIONE PRECOMPRESSA

Vertice	X(cm)	Y(cm)
1	45.00	0.00
2	71.00	133.00
3	95.50	148.00
4	124.50	150.00
5	124.50	160.00
6	52.00	160.00
7	28.00	40.00
8	0.00	40.00
9	0.00	40.00
10	-28.00	40.00
11	-52.00	160.00
12	-124.50	160.00
13	-124.50	150.00
14	-95.50	148.00
15	-71.00	133.00
16	-45.00	0.00

VERTICI SOLEMITA

Vertice	X(cm)	Y(cm)
1	187.50	160.00
2	187.50	190.00
3	-187.50	190.00
4	-187.50	160.00

Ac = 39.30 cmq

Dis = 38.49 cm

FASE	IeII -	III
Area	11452 cmq	21628 cm2
Inerzia	32049366 cm4	83266768 cm4
Yinf	78 cm124 cm	
Winf	409666 cm3	672798 cm3
Wsup	391959 cm3	2297774 cm3

**CARATT. DELLA SOLLECITAZIONE
E SFORZI DI PRECOMPRESSIONE**

FASE N.	1	2	3
T (kN)	206	295	1168
M (kNm)	215	310	1541
N (kN)	0	0	1929
Nz (kN)	5502	5155	4740
Ny (kN)	0	0	0
σc (Mpa)	1400	1311	1140
CADUTE DI TENSIONE			
Ritiro	25.2	37.8	
Viscosita'	33.3	44.1	
Rilassamento	29.5	23.8	

CADUTA DI TENSIONE TOTALE= 260.0 Mpa

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE
3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord - Castelraimondo sud
4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud - innesto S.S. 77 a Muccia

Nuovo cavalcavia Seano al km 2+888

Relazione tecnica e di calcolo

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 16	WBS OM0008	Id. doc. REL	N. prog. 01	Rev. A	Pag. di Pag. 48 di 82
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	-----------------	----------------	-----------	--------------------------

VERIFICA A FLESSIONE

FASE	1	2	3
σ_1	0	0	0
σ_2	0	0	-0.6
σ_3	-0.2	0.6	2.1
σ_4	9.6	8.2	6.1

VERIFICA A TAGLIO (fase 3)

	1	2	3	4	5
Spessore anima =	48.00 cm				
FIERRA N.	1	2	3	4	5
Yf =	133.00	109.75	86.50	63.25	40.00
σ =	2.80	3.38	3.96	4.53	5.11
τ =	2.29	2.44	2.43	2.2.5	1.91
$\sigma\pi$ =	-1.28	-1.28	-1.15	-0.93	-0.63
$\sigma\pi$ =	4.09	4.66	5.11	5.46	5.75

Verifica sezione z=0.00 m

Le sollecitazioni nella sezione di riferimento sono le seguenti:

SOLLECITAZIONI SEZIONE (Z= 0.0m)			
	N	M	T
	kN	kNm	kN
g1+g2+g3		0	815
Ritiro (ϵ_2)	1929	771	0
Carichi mobili (q1-q2)		0	975
Vento Ponte Scarico (q5)		0	2.42
Vento Ponte Carico (q5)		0	23.5
Sisma Verticale (q6) S.L.D.		0	310
Sisma Verticale (q6) S.L.U.		0	195

SOLLECITAZIONI SEZIONE (Z= 0.0m)			
	N	M max	T max
	kN	kNm	kN
SLE-R-I	1929	771	817
SLE-R-II	1929	771	1804
SLE-R-III	1929	771	1795
SLE-R-IV	1929	771	1795
SLE-R-V	1929	771	1125

Si riporta di seguito la verifica della sezione in fase di tiro (fase 1), in fase intermedia(fase 2) e in fase di esercizio(fase 3) corrispondente alla combinazione di carico SLE-R-II.

DATI CAVI

Cavo N 1

 à y (cm) Area (cm²)

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord - Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud - innesto S.S. 77 a Muccia

Nuovo cavalcavia Seano al km 2+888

Relazione tecnica e di calcolo

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 16	WBS OM0008	Id. doc. REL	N. prog. 01	Rev. A	Pag. di Pag. 49 di 82
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	-----------------	----------------	-----------	--------------------------

0.00	20.00	5.60		
Cavo N 2				
	à	y (cm)	Area (cmq)	
	0.00	15.00	11.20	
Cavo N 3				
	à	y (cm)	Area (cmq)	
	0.00	10.00	14.00	
Cavo N 4				
	à	y (cm)	Area (cmq)	
	0.00	80.00	2.80	
Cavo N 5				
	à	y (cm)	Area (cmq)	
0.00	155.00	5.60		

GEOMETRIA SEZIONE
VERTICI SEZIONE PRECOMPRESSA

Vertice	X (cm)	Y (cm)
1	45.00	0.00
2	71.00	133.00
3	95.50	148.00
4	124.50	150.00
5	124.50	160.00
6	52.00	160.00
7	28.00	40.00
8	0.00	40.00
9	0.00	40.00
10	-28.00	40.00
11	-52.00	160.00
12	-124.50	160.00
13	-124.50	150.00
14	-95.50	148.00
15	-71.00	133.00
16	-45.00	0.00

VERTICI SOLETTA

Vertice	X (cm)	Y (cm)
1	187.50	160.00
2	187.50	190.00
3	-187.50	190.00
4	-187.50	160.00

Ac = 39.30 cmq

Dis = 38.49 cm

FASE	IeII -	III
Area	11452 cmq	21628 cm2
Inerzia	32049366 cm4	83266768 cm4
Yinf	78 cm124 cm	
Winf	409666 cm3	672798 cm3
Wsup	391959 cm3	2297774 cm3

CARATT. DELLA SOLLECITAZIONE
E SFORZI DI PRECOMPRESSIONE

FASE N.	1	2	3
T (kN)	226	323	1255
M (kNm)	0	0	777
N (kN)	0	0	1929
Nz (kN)	5502	5151	4720
Ny (kN)	0	0	0
σc (Mpa)	1400	1310	1140

CADUTE DI TENSIONE

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE
3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord - Castelraimondo sud
4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud - innesto S.S. 77 a Muccia

Nuovo cavalcavia Seano al km 2+888

Relazione tecnica e di calcolo

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 16	WBS OM0008	Id. doc. REL	N. prog. 01	Rev. A	Pag. di Pag. 50 di 82
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	-----------------	----------------	-----------	--------------------------

Ritiro	25.2	37.8
Viscosita'	34.6	48.6
Rilassamento	29.4	23.4

VERIFICA A FLESSIONE

FASE	1	2	3
σ_1	0	0	-0.5
σ_2	0	0	-0.9
σ_3	-0.8	-0.7	0.5
σ_4	10.1	9.5	8.5

VERIFICA A TAGLIO (fase 3)

Spessore anima = 48.00 cm

FIBRA N.	1	2	3	4	5
Yf =	133.00	109.75	86.50	63.25	40.00
$\sigma =$	1.81	2.98	4.15	5.31	6.48
$\tau =$	2.47	2.64	2.63	2.44	2.07
$\sigma_{\pi} =$	-1.73	-1.54	-1.27	-0.95	-0.60
$\sigma_{\pi} =$	3.55	4.52	5.42	6.26	7.08

Verifica a fessurazione

Di seguito si riporta la verifica a fessurazione della sezione di mezzeria del cassoncino. Come previsto dal D.M 14/01/2008, i sovraccarichi da traffico sono considerati al 50% (vedi tabella CC). Si riporta di seguito il momento flettente in mezzeria per le varie condizioni di carico e le varie combinazioni di carico.

SOLLECITAZIONI SEZIONE (Z= 11.50 m)			
	N	M	T
	kN	kNm	kN
g1+g2+g3		4827	0
Ritiro (ϵ_2)	1929	771	0
Carichi mobili (q1-q2)		5260	425
Vento Ponte Scarico (q5)		14	0
Vento Ponte Carico (q5)		135	0
Sisma Verticale (q6) S.L.D.		1834	0
Sisma Verticale (q6) S.L.U.		3041	0

SOLLECITAZIONI SEZIONE (Z= 11.50 m)			
	N	M max	T max
	kN	kNm	kN
SLE-QP	1929	5652	0
SLE-FR	1929	8228	213

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE
3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord - Castelraimondo sud
4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud - innesto S.S. 77 a Muccia

Nuovo cavalcavia Seano al km 2+888

Relazione tecnica e di calcolo

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 16	WBS OM0008	Id. doc. REL	N. prog. 01	Rev. A	Pag. di Pag. 51 di 82
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	-----------------	----------------	-----------	--------------------------

DATI CAVI

Cavo N°	à	y (cm)	Area (cmq)
Cavo N° 1	0.00	5.00	22.40
Cavo N° 4	0.00	10.00	22.40
Cavo N° 5	0.00	15.00	11.20
Cavo N° 6	0.00	20.00	5.60
Cavo N° 7	0.00	80.00	2.80
Cavo N° 8	0.00	155.00	5.60

GEOMETRIA SEZIONE
VERTICI SEZIONE PRECOMPRESSA

Vertice	X (cm)	Y (cm)
1	45.00	0.00
2	71.00	133.00
3	95.50	148.00
4	124.50	150.00
5	124.50	160.00
6	62.20	160.00
7	36.50	30.00
8	0.00	25.00
9	0.00	25.00
10	-36.50	30.00
11	-62.20	160.00
12	-124.50	160.00
13	-124.50	150.00
14	-95.50	148.00
15	-71.00	133.00
16	-45.00	0.00

VERTICI SOLETTA

Vertice	X (cm)	Y (cm)
1	187.50	160.00
2	187.50	190.00
3	-187.50	190.00
4	-187.50	160.00

Ac = 70.00 cmq

Dis = 24.40 cm

FASE	IeII	-	III
Area	8192 cmq		18368 cm2
Inerzia	26795334 cm4		72545064 cm4
Yinf	75 cm	131 cm	
Winf	355192 cm3		555490 cm3
Wsup	316876 cm3		2467230 cm3

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE
3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord - Castelraimondo sud
4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud - innesto S.S. 77 a Muccia

Nuovo cavalcavia Seano al km 2+888

Relazione tecnica e di calcolo

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 16	WBS OM0008	Id. doc. REL	N. prog. 01	Rev. A	Pag. di Pag. 52 di 82
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	-----------------	----------------	-----------	--------------------------

**CARATT. DELLA SOLLECITAZIONE
E SFORZI DI PRECOMPRESSIONE**

FASE N.	1	2	3
T (kN)	0	0	213
M (kNm)	1300	1860	5068
N (kN)	0	0	1929
Nz (kN)	9800	8829	7703
Ny (kN)	0	0	0
σ (Mpa)	1400	1261	1100

CADUTE DI TENSIONE

Ritiro	25.2	37.8
Viscosita'	87.5	92.1
Rilassamento	26.0	31.1

CADUTA DI TENSIONE TOTALE= 299.5 Mpa
VERIFICA A FLESSIONE

FASE	1	2	3
σ_1	0	0	3,0
σ_2	0	0	1,7
σ_3	0.3	6.5	9,5
σ_4	22,4	14,6	3,7

$$M_{fess}/M_{max} = 1.47$$

8.1.2 Verifiche agli stati limite ultimi
Verifica a flessione

La verifica a rottura del cassoncino è stata eseguita in corrispondenza della sezione di mezzeria.

Si riportano di seguito le sollecitazioni per le varie condizioni e per le varie combinazioni di carico.

SOLLECITAZIONI SEZIONE (Z= 11.50 m)		
	M	T
	kNm	kN
g1+g2+g3	4827	0
Carichi mobili (q1-q2)	5260	425
Vento Ponte Scarico (q5)	14	0
Vento Ponte Carico (q5)	135	0
Sisma Verticale (q6) S.L.D.	1834	0
Sisma Verticale (q6) S.L.U.	3041	0

SOLLECITAZIONI SEZIONE (Z= 11.50 m)		
	M max	T max
	kNm	kN
SLU-I	6779	0
SLU-II	14769	638
SLU-III	14688	638
SLU-IV	14688	638
Sisma (SLV)	7868	0

Si riporta di seguito lo schema della sezione verificata:

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

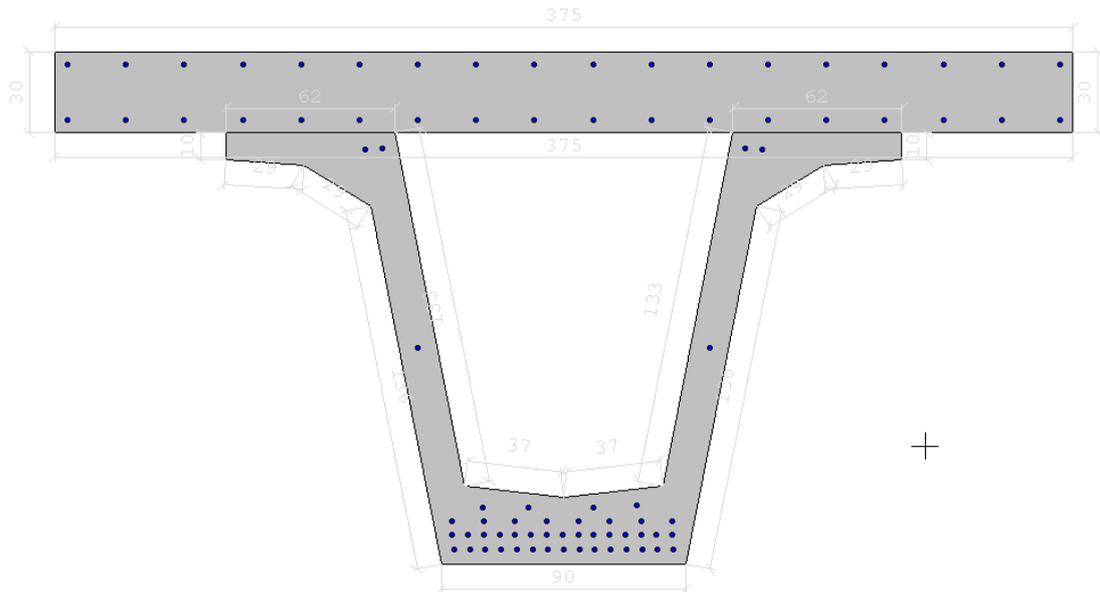
3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord - Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud - innesto S.S. 77 a Muccia

Nuovo cavalcavia Seano al km 2+888

Relazione tecnica e di calcolo

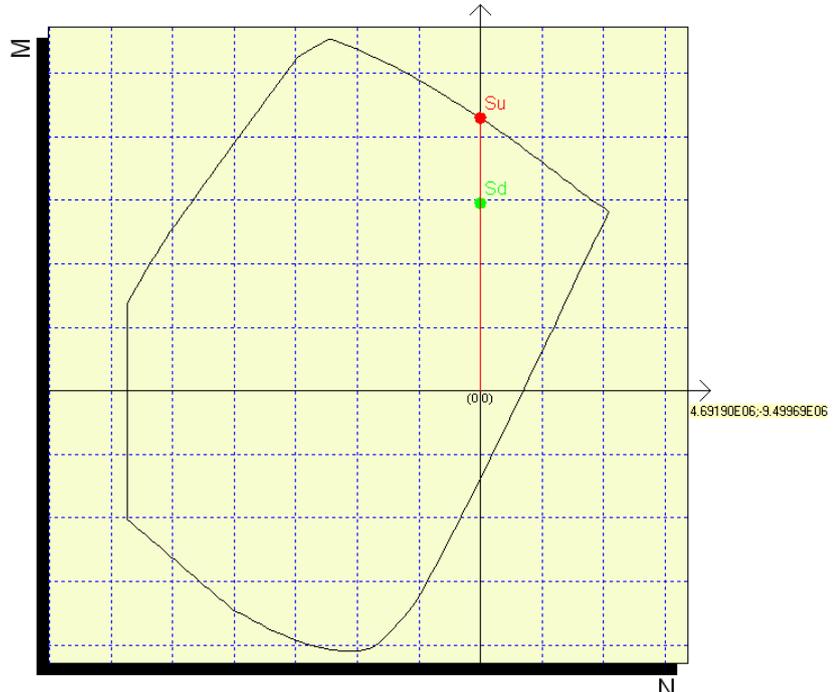
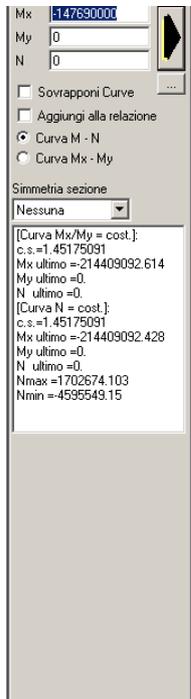
Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 16	WBS OM0008	Id. doc. REL	N. prog. 01	Rev. A	Pag. di Pag. 53 di 82
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	-----------------	----------------	-----------	--------------------------



Come specificato nel paragrafo relativo alle verifiche di resistenza, la deformazione ultima dell'acciaio armonico è pari a $0.9 \times 35\%$. A tale deformazione va sottratta la deformazione dei trefoli per effetto della precompressione, che vale

$$\varepsilon_{\text{prec.}} = 1400/210000 = 6\%$$

L'incremento massimo di deformazione nell'acciaio dei trefoli, in condizioni ultime, è pertanto pari a $\varepsilon = 0.9 \times 0.035 - 0.006 = 25\%$. Nel calcolo del momento ultimo si è tenuto conto di tale limite.



Il coefficiente di sicurezza a rottura è pari a 1.45.

Verifica a taglio

Le sollecitazioni agenti nella sezione di appoggio del cassoncino sono:

SOLLECITAZIONI SEZIONE (Z= 0.0m)			
	N	M	T
	kN	kNm	kN
g1+g2+g3		0	815
Ritiro (ε2)	1929	771	0
Carichi mobili (q1-q2)		0	975
Vento Ponte Scarico (q5)		0	2.42
Vento Ponte Carico (q5)		0	23.5
Sisma Verticale (q6) S.L.D.		0	310
Sisma Verticale (q6) S.L.U.		0	195

SOLLECITAZIONI SEZIONE (Z= 0.0m)			
	N	M max	T max
	kN	kNm	kN
SLU-I	2315	926	1145
SLU-II	2315	926	2625
SLU-III	2315	926	2611
SLU-IV	2315	926	2611
Sisma (SLV)	2315	771	1010

La verifica a taglio, allo stato limite ultimo è stata eseguita secondo quanto previsto dalla norma UNI EN 1992-2005, ossia secondo le seguenti espressioni:

$bw = 48$ cm (larghezza della biella compressa)

$z = 135$ cm (braccio della coppia interna)

$A_{sw} = 4\phi 14$ (staffe)

$s = 10$ cm (passo delle staffe)

$\theta = 45^\circ$ (angolo tra la biella compressa e l'asse del cassoncino)

Si ottiene quindi un valore di taglio ultimo a rottura pari a :

$V_{rds} = 3294$ KN.

Per cui il coefficiente di sicurezza pari a circa 1.25

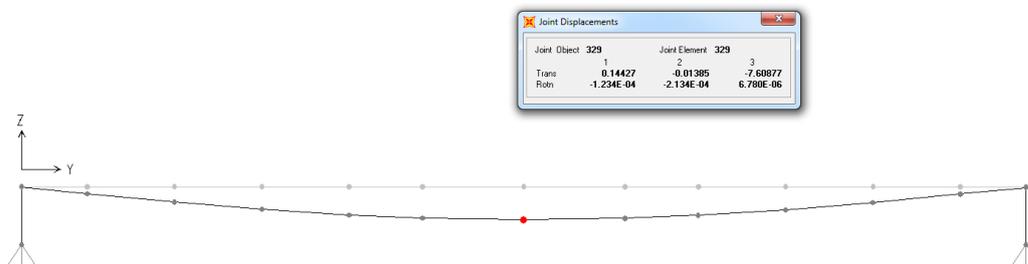
Si riporta inoltre la verifica dell'armatura longitudinale aggiuntiva disposta in corrispondenza dell'appoggio e destinata ad assorbire lo sforzo di trazione pari al taglio sull'appoggio.

L'armatura ordinaria all'intadosso della trave è pari a:

$A_f = T/f_{yd} = 2625/39 = 66$ cmq

In aggiunta ai trefoli presenti nella zona di testata è prevista un'armatura longitudinale pari a $10\phi 24$.

Di seguito si riportano infine i risultati della verifica di deformabilità delle strutture d'impalcato per effetto dei soli carichi mobili.



Freccia per effetto dei Carichi Accidentali

Come evidente dal diagramma delle deformazioni riportato in precedenza, gli spostamenti massimi in mezzera valutati con il modello globale sono pari a:

$f = 7.6$ mm $\ll (L/500 = 46$ mm)

La verifica di deformabilità può dunque ritenersi soddisfatta.

8.2 VERIFICA DELLA SOLETTA

La verifica della soletta in direzione trasversale viene effettuata con riferimento alle massime sollecitazioni scaturite dal modello di calcolo a trave continua analizzato al par. 7.3. Nel seguito si riportano le sollecitazioni e le relative verifiche agli SLE (limitazione delle tensioni in esercizio e fessurazione) e le

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 16	WBS OM0008	Id. doc. REL	N. prog. 01	Rev. A	Pag. di Pag. 56 di 82
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	-----------------	----------------	-----------	--------------------------

verifiche di resistenza allo stato limite ultimo.

Le caratteristiche della sezione sono:

$$B = 100 \text{ cm}$$

$$H = 30 \text{ cm}$$

$$A_{\text{sup}} = 1\phi 22/20$$

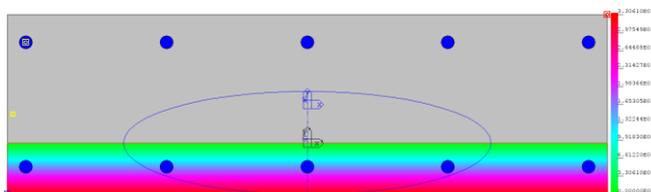
$$A_{\text{inf}} = 1\phi 22/20$$

Verifica di limitazione delle tensioni in esercizio

$$M_{\text{Ed}} = 41 \text{ kNm}$$

$$\sigma_c = 3.3 \text{ Mpa}$$

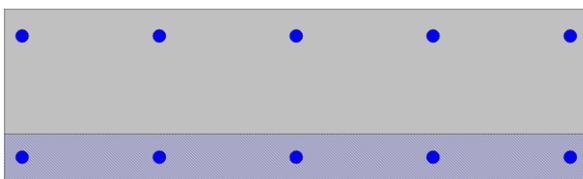
$$\sigma_s = 97.5 \text{ Mpa}$$



Verifica di fessurazione

$$M_{\text{Ed}} = 34 \text{ kNm}$$

$$W_k = 0.00 \text{ mm (non fessurata)}$$



Verifiche di resistenza allo SLU

$$M_{\text{Ed}} = 62 \text{ kNm}$$

$$V_{\text{Ed}} = 162 \text{ kN}^*$$

$$M_{\text{Rd}} = 174 \text{ kNm (C.S. 2.80)}$$

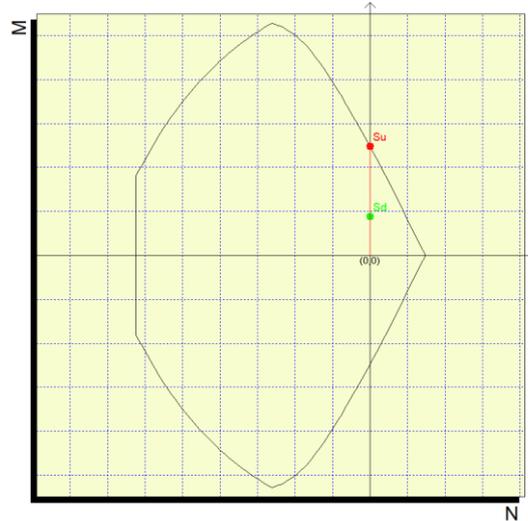
$$V_{\text{Rd}} = 173 \text{ kN (C.S. = 1.07)}$$

* L'azione tagliante viene spuntata rispetto a quello ottenuta dall'analisi trasversale della soletta in corrispondenza del vincolo per tener conto che l'appoggio della soletta sulla trave non è puntuale ma diffuso sull'ala superiore della trave stessa.

Il calcolo del taglio resistente in assenza di armatura a taglio è riepilogato nella tabella seguente:

VERIFICA PER ELEMENTI NON ARMATI A TAGLIO: $V_{\text{Ed}} < V_{\text{Rd}}$													
$V_{\text{Ed,max}}$	b	h	c	d	k	Armatura	A_l	ρ_l	$N_{\text{Ed,min}}$	σ_{cp}	v_{min}	V_{Rd}	FS
[kN]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[-]	tesa	[mm ²]	[-]	[kN]	[MPa]	[-]	[kN]	
162.0	1000	300	40	260	1.88	1 ϕ 22/20	1901	7.3E-03	0.0	0.000	0.53	172.6	1.07

Il momento resistente è stato, invece, valutato attraverso il software PresFle+. Di seguito si riporta il dominio di resistenza M-N per la sezione verificata.

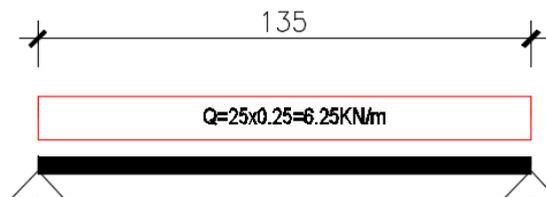


Verifica delle predalles tralicciate

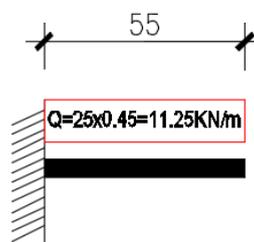
Nel seguito del presente paragrafo, si riportano le verifiche delle predalle tralicciate riferite alla fase di getto dell'impalcato.

In virtù dello schema della sezione trasversale dell'impalcato, si segnalano due schemi di calcolo rappresentativi della diverse situazioni geometriche e sezione resistente degli elementi prefabbricati previsti lungo, di cui nel seguito:

Schema 1 - Zona tra costole cassoncini



Schema 2 - Sbalzo Predalla di bordo



Trattandosi di elementi la cui funzione strutturale delle armature è limitata, alla sola fase di getto, essendo previste in fase finale opportune armature nel getto della soletta cui è affidato l'assorbimento delle sollecitazioni di calcolo di fase finali, il dimensionamento/verifica delle armature dei tralci si esegue effettuando un controllo in termini di "tensioni ammissibili", rispetto al valore dichiarato quale limite di

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE
3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord - Castelraimondo sud
4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud - innesto S.S. 77 a Muccia

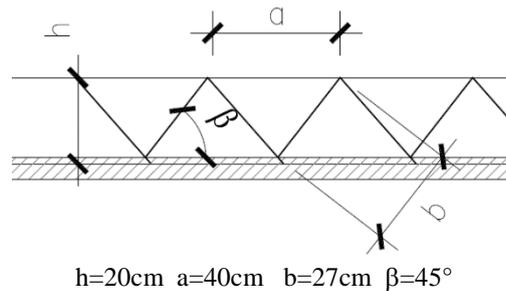
Nuovo cavalcavia Seano al km 2+888

Relazione tecnica e di calcolo

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 16	WBS OM0008	Id. doc. REL	N. prog. 01	Rev. A	Pag. di Pag. 58 di 82
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	-----------------	----------------	-----------	--------------------------

riferimento per le verifiche SLE al paragrafo 3 (360 MPa)

Di seguito si riportano i risultati delle verifiche riferite ai due schemi di calcolo di cui sopra, unitamente allo schema tipo longitudinale del traliccio di riferimento per le verifiche esposte:


SCHEMA DI CALCOLO 1 - Predalle tra costole cassoncini
VERIFICA LASTRE DI CEMENTO TRALICCIATE

Le armature inferiori sono verificate a sforzi di trazione

Le armature superiori sono verificate a sforzi di compressione e all'instabilità laterale

Dati di progetto

Interasse tralicci	cm	40.00
H soletta (lastra + calcestruzzo gettato in opera)	cm	40.00
Peso specifico calcestruzzo	KN/mc	25.00
Luca netta della soletta	cm.	220.00
Luca di calcolo	cm	220.00
Interasse staffe sui tralicci	cm	50.00
Diámetro barra superiore	cm	1.4
area barra superiore As	cmq	1.54
diámetro barre inferiori	cm	0.8
area barre inferiore Ai	cmq	0.50
numero barre inferiori		2
Peso soletta (lastra + calcestruzzo gettato in opera)/traliccio	KN/m/tral	4.00
Momento flettente in fase di getto ($p l^2 / 8$)	KNm/tral	2.4200
braccio tra barre longitudinali sup e inf del traliccio	cm	25.00
Sforzo risultante nei correnti superiore ed inferiore	KN	9.680

Verifica sezione di campata - S1

 Valutazione coefficiente ω per verifica instabilità corrente superiore

 Coefficiente β

vincoli tipo cerniera	1	} Coefficiente β scelto	1.00
vincoli tipo incastri	0.7		
vincoli tipo cerniera + incastri	0.8		
vincolo unico tipo incastro	2		

Raggio minimo d'inerzia della barra compressa		0.35
Lunghezza libera d'inflessione		50.00
Snellezza dell'asta compressa λ		142.9
Inserisci coefficiente omega ω		3.60 (Prosp. 7-IIIc - CNR UNI 10011)

Tensioni Risultanti nelle barre di armatura longitudinali

Tensione armature tesa (inferiore)	$\sigma_{inf} =$	9.63 KN/cm ²	=	962.89 daN/cm ²
Tensione armatura compressa (superiore)	$\sigma_{sup} =$	22.64 KN/cm ²	=	2263.77 daN/cm ² < 3600

Verifica sezione di estremità - S2

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord - Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud - innesto S.S. 77 a Muccia

Nuovo cavalcavia Seano al km 2+888

Relazione tecnica e di calcolo

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 16	WBS OM0008	Id. doc. REL	N. prog. 01	Rev. A	Pag. di Pag. 59 di 82
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	-----------------	----------------	-----------	--------------------------

Sforzo di Taglio all'appoggio: KN

Sforzo **N** risultante nella staffa: $T/\text{sen}45^\circ =$ KN

Sforzo in ciascun braccio $(N/2)/\text{cos}10^\circ =$ KN

Diametro diagonale cm

Area diagonale cm²

Raggio minimo d'inerzia

cm

Coefficiente β

vincoli tipo cerniera 1

vincoli tipo incastri 0.7

vincoli tipo cerniera + incastri 0.8

vincolo unico tipo incastro 2

Coefficiente β scelto

Lunghezza braccio staffa sui tralicci

cm

Lunghezza libera d'inflessione

cm

Snellezza

λ

Inserisci coefficiente omega

ω

(Prosp. 7-IIIc - CNR UNI 10011)

Tensione diagonale compresso

KN/cm²

=

daN/cm²

<

daN/cm²

VERIFICA LASTRE DI CEMENTO TRALICCIATE

Le armature superiori sono verificate a sforzi di compressione e all'instabilità laterale

SCHEMA DI CALCOLO 2 - Predalla di bordo

Dati di progetto

Interasse tralicci	cm	<input type="text" value="45.00"/>
H soletta (lastra + calcestruzzo gettato in opera)	cm	<input type="text" value="45.00"/>
Peso specifico calcestruzzo	KN/mc	<input type="text" value="25.00"/>
Luce sbalzo	cm	<input type="text" value="55.00"/>
Interasse staffe sui tralicci	cm	<input type="text" value="50.00"/>
Luce di riferimento per verifiche di stabilità armature inferiori	cm	<input type="text" value="50.00"/>
Diametro barra superiore	cm	<input type="text" value="1.2"/>
area barra superiore A_s	cmq	<input type="text" value="1.13"/>
numero barre superiori traliccio		<input type="text" value="1"/>
Diametro barre inferiori	cm	<input type="text" value="1.2"/>
Area barre inferiori A_i	cmq	<input type="text" value="1.13"/>
numero barre inferiori traliccio		<input type="text" value="2"/>
Peso soletta (lastra + calcestruzzo gettato in opera)/traliccio	KN/m/tral	<input type="text" value="5.06"/>
Momento flettente in fase di getto $(pL^2/2)$	KNm/tral	<input type="text" value="0.77"/>
braccio tra barre longitudinali sup e inf del traliccio	cm	<input type="text" value="20.00"/>
Sforzo risultante nei correnti superiore ed inferiore	KN	<input type="text" value="3.83"/>

Verifica sezione di incastro

Tensioni Risultanti nelle barre di armatura longitudinali

Tensione armatura tesa (superiore)

$\sigma_{inf} =$ KN/cm²

= daN/cm²

Si omette la verifica di instabilità per compressione delle armature inferiori del traliccio, in quanto impedita dalla presenza del calcestruzzo del pannello in cui risultano annegate in fase di prefabbricazione

Sforzo di Taglio all'appoggio: KN

Sforzo **N** risultante nella staffa: $T/\text{sen}45^\circ =$ KN

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 16	WBS OM0008	Id. doc. REL	N. prog. 01	Rev. A	Pag. di Pag. 60 di 82
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	-----------------	----------------	-----------	--------------------------

Sforzo in ciascun braccio $(N/2)/\cos 10^\circ =$ KN

Diametro diagonale cm
 Area diagonale cm²

Raggio minimo d'inerzia
 cm

Coefficiente β

vincoli tipo cerniera 1
 vincoli tipo incastri 0.7
 vincoli tipo cerniera + incastri 0.8 Coefficiente β scelto
 vincolo unico tipo incastro 2

Lunghezza braccio staffe sui tralicci cm
 Lunghezza libera d'inflessione cm

Snellezza λ
 Inserisci coefficiente omega ω (Prosp. 7-IIIc - CNR UNI 10011)

Tensione diagonale compresso KN/cm² = daN/cm² < 3600 daN/cm²

8.2.1 VERIFICHE DEI CORDOLI PER AZIONI D'URTO

In questo paragrafo sono riportati i risultati ottenuti dalle verifiche locali dei cordoli che ospitano le barriere di sicurezza.

Il carico di progetto è costituito da una forza orizzontale di 100 KN, applicata alla quota minima fra 1,0 m sopra il piano di marcia e 100 mm sotto la sommità della barriera.

Nel caso in esame si assume che la forza agisca ad una distanza $d = 90$ cm dalla base della barriera.

Si ha, inoltre:

- Spessore della soletta: $s = 30$ cm
- Altezza del cordolo sopra l'estradosso di soletta : $c = 26$ cm

Verifica a tenso-flessione della soletta

Il momento sollecitante a quota piano medio della soletta, che nasce in caso di urto di un veicolo sulla barriera, vale:

$$\Delta M = N \cdot (d + c + 0.5 \cdot s) = N \cdot 1.31 \text{ m} = 131 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Tali sollecitazioni si applicano ipotizzando una diffusione a 45° delle azioni dalla piastra metallica di base della barriera (che si ipotizza larga 40 cm) al piano medio della soletta. La larghezza collaborante nel meccanismo di tenso-flessione vale pertanto:

$$B = 0.4 \text{ m} + 2 \cdot (c + 0.5 \cdot s) = 1.22 \text{ m}$$

La variazione di momento calcolata va a sommarsi al momento dovuto ai carichi permanenti, determinato considerando uno schema di mensola di luce pari alla distanza fra bordo impalcato e la metà dell'ala superiore della trave di bordo. Il momento così calcolato vale $M_{perm} = 39.5$ KNm.

Il momento totale, dunque, vale $M = 131 + 39.5 = 170.5$ KNm

Nell'ipotesi in cui la variazione del momento calcolata sia assorbita completamente dalle armature poste al lembo inferiore della soletta, la trazione agente nell'armatura superiore tesa vale:

$$T_d = M / (0.9 \cdot s) = 631 \text{ KN}$$

Tale trazione è equilibrata dalle barre $\Phi 22/10$, disposte in estradosso, che riescono a fornire una trazione resistente pari a:

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 16	WBS OM0008	Id. doc. REL	N. prog. 01	Rev. A	Pag. di Pag. 61 di 82
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	-----------------	----------------	-----------	--------------------------

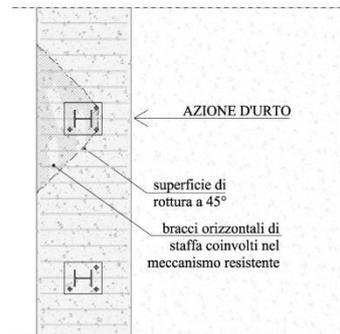
$$T_r = 10 \times 381 \times 391 / 1000 = 1490 \text{ KN} > T_d.$$

Verifica delle staffe disposte all'interno del cordolo

La funzione di tali staffe è duplice:

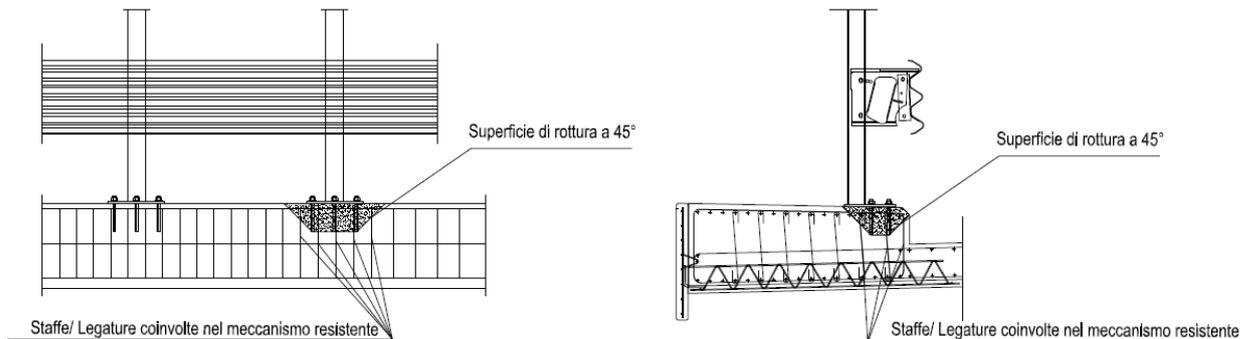
- Equilibrare l'azione orizzontale N
- Equilibrare la trazione dei tirafondi della barriera nel meccanismo di pull out.

La forza orizzontale N è equilibrata dalle barre $\Phi 10/10$ che sono sempre presenti all'interno del cono di rottura evidenziato nella seguente figura.



PIANTA

La trazione "T_d" dei tirafondi della barriera è equilibrata dai bracci verticali delle staffe e dalle legature di cui alla figura successiva.



Ipotizzando un braccio di leva delle forze interne della piastra di base della barriera pari a 22cm e un'altezza della forza d'urto sopra tale piastra di 90 cm, si stima T_d come:

$$T_d = 0.90 \text{ m} \cdot N / 0.22 \text{ m} = 409 \text{ KN}$$

Avendo disposto le staffe e legature $\Phi 10$ a passo 10 cm ed ipotizzando una lunghezza dei tirafondi di almeno 19 cm (nonché l'interasse tra i 2 tirafondi tesi di 15 cm), risulta che i bracci verticali compresi nel cono di rottura sono disposti su 3 filari per un numero complessivo pari a:

$$n = 3 \cdot (2 \cdot 0.15 \text{ m} + 2 \cdot 0.19 \text{ m}) / 20 \text{ cm} = 10.2 \text{ bracci}$$

che corrisponde ad una trazione resistente pari a :

$$T_r = n \cdot 113 \text{ mm}^2 \cdot f_{yd} = 450 \text{ KN} > T_d.$$

8.3 VERIFICHE DELLA SPALLA FISSA S1

Nel seguito si riportano le verifiche di resistenza della spalla fissa. Nella seguente tabella sono riepilogate le principali caratteristiche geometriche del manufatto.

Cautelativamente nel calcolo è stata considerata una altezza del muro frontale pari a 7.5 m.

	Spalla S1
Spessore muro frontale	2.0
Altezza muro frontale	7.5
Sessore Muro Paraghiaia	0.5
Altezza muro paraghiaia	2.4
Spessore plinto di fondazione	2.0
Larghezza plinto di fondazione	13.2
Lunghezza plinti di fondazione	13.2

Per ulteriori dettagli si rimanda agli elaborati grafici di progetto.

8.3.1 Verifica del Muro Frontale

Si riportano le sollecitazioni risultanti globali provenienti dal modello sviluppato ed agenti sul muro frontale corrispondenti alle combinazioni di carico.

TESTA MURO FRONTALE					
Combinazioni	N KN	Mlong kNm	Mtrasv kNm	Tlong KN	Ttrasv KN
ULS_A1_Gr1(max)	7098	0	217	0	86
ULS_A1_Gr2a(max)	5685	0	217	577	86
ULS_A1_Gr2b(max)	5735	0	217	0	86
ULS_A1_Gr1(min)	3051	0	217	0	86
ULS_A1_Gr2a(min)	3082	0	217	577	86
ULS_A1_Gr2b(min)	3133	0	217	0	86
SLV-EX+0.3EY+0.3EZ	3312	0	0	2464	413
SLV-0.3EX+EY+0.3EZ	3338	0	0	739	1376
SLV-0.3EX+0.3EY+EZ	2840	0	0	739	413
SLS_RA_Gr1(max)	5258	0	145	0	57
SLS_RA_Gr2a(max)	4211	0	145	428	57
SLS_RA_Gr2b(max)	4248	0	145	0	57
SLS_RA_Gr1(min)	2260	0	145	0	57
SLS_RA_Gr2a(min)	2283	0	145	428	57
SLS_RA_Gr2b(min)	2320	0	145	0	57
SLS_FR_Gr1(max)	4248	0	0	0	0
SLS_FR_Gr2a(max)	4211	0	0	428	0
SLS_FR_Gr2b(max)	4248	0	0	0	0
SLS_FR_Gr1(min)	2320	0	0	0	0
SLS_FR_Gr2a(min)	2283	0	0	428	0
SLS_FR_Gr2b(min)	2320	0	0	0	0
SLS_QP	2424	0	0	0	0

Per la verifica del muro frontale, a quota spiccato, tali azioni possono essere considerate uniformemente distribuite, in quanto l'altezza del muro frontale è tale che nell' ipotesi di ripartizione a 45°, tali scarichi si ripartiscono uniformemente alla base del muro. Ai carichi prima riportati, si aggiungono il peso proprio del muro frontale, del muro paraghiaia e la spinta del terreno di riempimento.

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE
3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord - Castelraimondo sud
4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud - innesto S.S. 77 a Muccia

Nuovo cavalcavia Seano al km 2+888

Relazione tecnica e di calcolo

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 16	WBS OM0008	Id. doc. REL	N. prog. 01	Rev. A	Pag. di Pag. 63 di 82
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	-----------------	----------------	-----------	--------------------------

MURO FRONTALE	
H Muro Frontale	7.50 m
Spessore Muro Frontale	2.00 m
Lunghezza Muro Frontale	11.5 m
Spessore massimo tratto ringrossato	2.50 m
H tratto ringrossato a spessore costante	0.80 m
H tratto a spessore variabile	0.50 m
Altezza Muro Paragliaia	2.40 m
Spessore Muro Paragliaia	0.50 m
Peso Muro Frontale	4326 kN
Peso Muro Paragliaia	345 kN
Eccentr. appoggi - muro frontale (base)	0.40 m
Eccentr. paragliaia - muro frontale (base)	-1.25 m
Peso Specifico Terreno di Rilevato	20 kN/mc
Angolo di Attrito Terreno di Rilevato	38 °
Coefficiente di spinta a riposo K_0	0.384
Coefficiente di spinta attiva K_a	0.238
Altezza del rilevato	10.1 m
Spinta a riposo	3637 kN
Spinta attiva	2251 kN
Sovraccarico accidentale da traffico	20 kN/mq
Accelerazione sismica di base a_g	0.206
Coefficiente stratigrafico S_S	1.39
Coefficiente topografico S_T	1.00
Accelerazione orizzontale massima attesa a_{max}	0.286
β_m (massa cls spalla)	1.000
K_h (cls spalla) =	0.286
K_v (cls spalla)=	0.143
β_m (massa terreno)	1.000
K_h (terreno) =	0.286
K_v (terreno)=	0.143
Coefficiente di spinta attiva con sismiche K'_a (M-O)	0.48
Incr. di spinta attiva in condizione sismiche	2291 kN
Inerzia del Muro Frontale (H)	1237 kN
Inerzia del Muro Paragliaia (H)	99 kN
Inerzia del Muro Frontale (V)	618 kN
Inerzia del Muro Paragliaia (V)	49 kN

Si ottengono quindi le seguenti sollecitazioni, con riferimento alle combinazioni maggiormente significative.

BASE MURO FRONTALE					
Combinazioni	N KN	Mlong kNm	Mtrasv kNm	Tlong KN	Ttrasv KN
ULS_A1_Gr1(max)	13404	23697	863	5882	86
ULS_A1_Gr2a(max)	11990	26233	863	6216	86
ULS_A1_Gr2b(max)	12041	21925	863	5639	86
ULS_A1_Gr1(min)	9356	22078	863	5882	86
ULS_A1_Gr2a(min)	9388	25192	863	6216	86
ULS_A1_Gr2b(min)	9438	20884	863	5639	86
SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	7983	46980	4744	8342	813
SLV-0.3Ex+Ey+0.3Ez	8009	20035	15815	4078	2711
SLV-Ex+0.3Ey+Ez	7511	19836	4744	4078	813
SLS_RA_Gr1(max)	9929	17554	575	4357	57
SLS_RA_Gr2a(max)	8882	19432	575	4605	57
SLS_RA_Gr2b(max)	8919	16241	575	4177	57
SLS_RA_Gr1(min)	6930	16354	575	4357	57

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE
3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord - Castelraimondo sud
4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud - innesto S.S. 77 a Muccia

Nuovo cavalcavia Seano al km 2+888

Relazione tecnica e di calcolo

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 16	WBS OM0008	Id. doc. REL	N. prog. 01	Rev. A	Pag. di Pag. 64 di 82
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	-----------------	----------------	-----------	--------------------------

BASE MURO FRONTALE					
Combinazioni	N KN	Mlong kNm	Mtrasv kNm	Tlong KN	Ttrasv KN
SLS_RA_Gr2a(min)	6954	18661	575	4605	57
SLS_RA_Gr2b(min)	6991	15469	575	4177	57
SLS_FR_Gr1(max)	8919	17150	0	4357	0
SLS_FR_Gr2a(max)	8882	19432	0	4605	0
SLS_FR_Gr2b(max)	8919	16241	0	4177	0
SLS_FR_Gr1(min)	6991	16379	0	4357	0
SLS_FR_Gr2a(min)	6954	18661	0	4605	0
SLS_FR_Gr2b(min)	6991	15469	0	4177	0
SLS_QP	7095	12783	0	3637	0

Essendo le sollecitazioni in direzione trasversale trascurabili rispetto a quelle in direzione longitudinale, tenuto anche conto della geometria della sezione del muro frontale, le verifiche di resistenza di seguito riportate si riferiscono ad una striscia di un metro.

Infine, la sezione in c.a. da verificare ha le seguenti caratteristiche geometriche:

Muro	Sezione di verifica		Armatura		
	Base [m]	Altezza [m]	Tesa	Compressa	Taglio
Frontale	1.0	2.0	1φ26/10 + 1φ26/20	1φ22/10	1φ14/20

BASE MURO FRONTALE - Verifiche allo SLU						
Combinazioni		N kN/m	Mlong kNm/m	Tlong kN/m	C.S. (NRd, MRd)	C.S. (VRd)
Max N	ULS_A1_Gr1(max)	1166	2061	511	2.2	1.55
Min N	SLV-Ex+0.3Ey+Ez	653	1725	355	2.5	2.24
Max ML	SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	694	4085	725	1.1	1.09
Max VL	SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	694	4085	725	1.1	1.09

8.3.2 Verifica del Muro Paraghiaia

In condizioni statiche il muro paraghiaia è sollecitato dalla spinta a riposo del rilevato, dalla spinta dei sovraccarichi accidentali, dai sovraccarichi mobili agenti sulla mensola del muro e dall'azione di frenatura. In condizioni sismiche il muro paraghiaia è sollecitato dalla spinta attiva e sismica del rilevato, dalle masse del muro e della mensola.

Nella tabella che segue sono indicati parametri geometrici, meccanici e di carico utilizzati nell'analisi. Il modello di calcolo utilizzato è quello di mensola incastrata al muro frontale.

MURO PARAGHIAIA		
Peso Muro Paraghiaia	30	KN/m
Altezza Muro Paraghiaia	2.4	m
Spessore Muro Paraghiaia	0.5	m
Coefficiente di spinta a riposo Ko	0.384	
Coefficiente di spinta attiva Ka	0.238	
Peso Specifico Terreno di Rilevato	20.0	kN/mc
Sovraccarico accidentale da traffico	20.0	kN/mq
Angolo di Attrito Terreno di Rilevato	38.0	
Spinta a riposo	44.4	kN/m
Spinta attiva	25.3	kN/m
Coefficiente di spinta attiva con sismiche K'a	0.48	
Incr. spinta attiva in condizione sismiche	16.4	kN/m

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord - Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud - innesto S.S. 77 a Muccia

Nuovo cavalcavia Seano al km 2+888

Relazione tecnica e di calcolo

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 16	WBS OM0008	Id. doc. REL	N. prog. 01	Rev. A	Pag. di Pag. 65 di 82
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	-----------------	----------------	-----------	--------------------------

MURO PARAGHIAIA

 Inerzia del Muro Paraghiaia /m 8.6 kN/m

Di seguito si riportano le sollecitazioni e le verifiche di resistenza, allo stato limite di esercizio (T), di fessurazione (F) e allo stato limite ultimo (U) in condizione sismica e in condizione statica.

Muro	Sezione di verifica		Armatura		
	Base [m]	Altezza [m]	Tesa	Compressa	Taglio
Paraghiaia	1.0	0.5	1φ16/20	1φ16/20	-

VERIFICHE DI ESERCIZIO

Combinazione	N	M	V	σ_c	σ_s	Wk
	KN/m	kNm/m	KN/m	Mpa	Mpa	mm
SLE_RARA	30	46	44	-2.0	95.2	0

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU/SLV

Combinazione	N	M	V	C.S. (NRd, MRd)	C.S. (VRd)
	KN/m	kNm/m	KN/m		
SLU	41	63	60	2.86	4.2
SLV	30	54	50	3.29	5.0

8.3.3 Verifica del Muro Laterale

In questo paragrafo si riporta il calcolo e la verifica dei muri laterali della spalla. Nella tabella che segue sono indicati i parametri geometrici, meccanici e di carico utilizzati nell'analisi. Il modello di calcolo utilizzato è quello di mensola incastrata al pinto di fondazione

MURI LATERALI

Muro laterale H1	4.00 m
Muro laterale s1	1.50 m
Muro laterale H2	3.50 m
Muro laterale s2	1.00 m
Muro laterale H3	1.90 m
Muro laterale s3	0.50 m
Altezza totale muri laterali	9.4 m
Spessore medio Muri Laterali	1.11 m
Lunghezza Massima muri laterali	7.4 m
Peso Muro laterale (singolo)	1933 kN
Peso totale Muri laterali	3867 kN
Spinta a riposo (con 100% sovraccarichi)	426.5 kN/m
Spinta a riposo (con 50% sovraccarichi)	390.3
Spinta attiva	255.4 kN/m
Coefficiente di spinta attiva con sismiche K'a	0.48
Incr. spinta attiva in condizione sismiche	223.1 kN/m
Inerzia del Muro laterale /m	75 kN/m

Di seguito si riportano le sollecitazioni e le verifiche di resistenza, allo stato limite di esercizio (T), di fessurazione (F) e allo stato ultimo (U) in condizione sismica e in condizione statica.

	Sezione di verifica 1	Armatura
--	-----------------------	----------

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord - Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud - innesto S.S. 77 a Muccia

Nuovo cavalcavia Seano al km 2+888

Relazione tecnica e di calcolo

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 16	WBS OM0008	Id.doc. REL	N. prog. 01	Rev. A	Pag. di Pag. 66 di 82
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	----------------	----------------	-----------	--------------------------

Muro	Base [m]	Altezza [m]	Tesa	Compressa	Taglio
Laterale	1.0	1.5	1 ϕ 22/10+1 ϕ 22/10	1 ϕ 20/20	2.5 ϕ 12/40

VERIFICHE DI ESERCIZIO						
Combinazione	N	M	V	σ_c	σ_s	Wk
	KN/m	kNm/m	KN/m	Mpa	Mpa	mm
SLE_RARA	261	1480	390	-5.5	192.6	0.13

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU/SLV					
Combinazione	N	M	V	C.S. (NRd, MRd)	C.S. (VRd)
	KN/m	kNm/m	KN/m		
SLU	353	1998	576	1.53	2.49
SLV	261	2247	553	1.33	2.59

Muro	Sezione di verifica 2		Armatura		
	Base [m]	Altezza [m]	Tesa	Compressa	Taglio
Laterale	1.0	1.0	1 ϕ 22/10	1 ϕ 20/20	1 ϕ 12/20

VERIFICHE DI ESERCIZIO						
Combinazione	N	M	V	σ_c	σ_s	Wk
	KN/m	kNm/m	KN/m	Mpa	Mpa	mm
SLE_RARA	159	740	215	-6.2	214	0.15

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU/SLV					
Combinazione	N	M	V	C.S. (NRd, MRd)	C.S. (VRd)
	KN/m	kNm/m	KN/m		
SLU	215	899	317	1.48	2.26
SLV	159	1011	304	1.28	2.35

Muro	Sezione di verifica 3		Armatura		
	Base [m]	Altezza [m]	Tesa	Compressa	Taglio
Laterale	1.0	0.5	1 ϕ 20/10	1 ϕ 16/20	1 ϕ 12/20

VERIFICHE DI ESERCIZIO						
Combinazione	N	M	V	σ_c	σ_s	Wk
	KN/m	kNm/m	KN/m	Mpa	Mpa	mm

SLE_RARA	60	259	86	-7.5	203	0.16
----------	----	-----	----	------	-----	------

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU/SLV					
Combinazione	N	M	V	C.S.	C.S.
	KN/m	kNm/m	KN/m	(NRd, MRd)	(VRd)
SLU	82	315	127	1.57	2.83
SLV	60	354	122	1.38	2.94

8.3.4 Verifica del plinto di fondazione

In questo paragrafo si riporta l'analisi delle sollecitazioni a quota testa pali ottenute sommando, alle azioni provenienti dall'impalcato, la risultante e il momento risultante dei pesi della struttura, del terreno interno alla spalla e delle spinte dovute al rilevato, rispetto al baricentro del plinto.

Nella tabella che segue sono indicati i parametri geometrici, meccanici e di carico del plinto utilizzati nell'analisi.

PLINTO DI FONDAZIONE	
Eccentricità long Muri laterali -Plinto	-2.9 m
Peso Muro Frontale	4326 kN
Ecc. Long. Muro Frontale - Plinto	1.80 m
Ecc.Appoggi Plinto	2.20 m
Peso Muro Paraghiaia	345 m
Ecc. Long. Muro Paraghiaia - Plinto	0.55 kN
Peso Terreno Interno	13584 kN
Peso Accidentali	1280 kN
Eccentricità long Terreno -Plinto	-2.9 m
Spessore Plinto	2 m
Lunghezza plinto	13.2 m
Larghezza plinto	13.2 m
Peso plinto di fondazione	8712
Altezza Rilevato+H plinto	12.1 m
Spinta a riposo rilevato	6471 kN
Spinta a riposo sovraccarichi	1070 kN
Spinta attiva rilevato	4667 kN
Incremento spinta sismica	4077 kN
Inerzia dei muri laterali (H)	1106 kN
Inerzia dei muri laterali (V)	553 kN
Inerzia plinto di fondazione (H)	2491 kN
Inerzia plinto di fondazione (V)	1246 kN
Inerzia rilevato interno(H)	3884 kN
Inerzia rilevato interno (V)	1942 kN

Si riportano di seguito le azioni complessive (azioni provenienti dall'impalcato e dal rilevato) con riferimento alle condizioni maggiormente significative e per lo stato limite di esercizio (T), di fessurazione (F) e lo stato limite ultimo (U).

Combinazioni	Taglio impalcato concorde con le spinte					Taglio impalcato discorde con le spinte				
	N	Mlong	Mtrasv	Tlong	Ttrasv	N	Mlong	Mtrasv	Tlong	Ttrasv

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE
3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord - Castelraimondo sud
4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud - innesto S.S. 77 a Muccia

Nuovo cavalcavia Seano al km 2+888

Relazione tecnica e di calcolo

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 16	WBS OM0008	Id. doc. REL	N. prog. 01	Rev. A	Pag. di Pag. 68 di 82
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	-----------------	----------------	-----------	--------------------------

	KN	kNm	kNm	KN	KN	KN	kNm	kNm	KN	KN
ULS_A1_Gr1(max)	50451	-6698	1035	10180	86	50451	-6698	1035	10180	86
ULS_A1_Gr2a(max)	47307	-4325	1035	10396	86	47307	-15290	1035	9242	86
ULS_A1_Gr2b(max)	47362	-9697	1035	9819	86	47362	-9697	1035	9819	86
ULS_A1_Gr1(min)	44693	-15603	1035	10180	86	44693	-15603	1035	10180	86
ULS_A1_Gr2a(min)	44720	-10051	1035	10396	86	44720	-21016	1035	9242	86
ULS_A1_Gr2b(min)	53578	-15423	1035	9819	86	53578	-15423	1035	9819	86
SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	35467	78852	17222	20024	3058	35467	26113	17222	15095	3058
SLV-0.3Ex+Ey+0.3Ez	35493	12150	57407	9274	10192	35493	-3672	57407	7796	10192
SLV-Ex+0.3Ey+Ez	38081	11054	17222	9274	3058	38081	-4767	17222	7796	3058
SLS_RA_Gr1(max)	37371	-4962	690	7541	57	37371	-4962	690	7541	57
SLS_RA_Gr2a(max)	35042	-3203	690	7701	57	35042	-11326	690	6846	57
SLS_RA_Gr2b(max)	35079	-7183	690	7273	57	35079	-7183	690	7273	57
SLS_RA_Gr1(min)	34373	-11558	690	7541	57	34373	-11558	690	7541	57
SLS_RA_Gr2a(min)	33114	-7445	690	7701	57	33114	-15567	690	6846	57
SLS_RA_Gr2b(min)	33151	-11424	690	7273	57	33151	-11424	690	7273	57
SLS_FR_Gr1(max)	36361	-7183	0	7541	0	36361	-7183	0	7541	0
SLS_FR_Gr2a(max)	35042	-3203	0	7701	0	35042	-11326	0	6846	0
SLS_FR_Gr2b(max)	35079	-7183	0	7273	0	35079	-7183	0	7273	0
SLS_FR_Gr1(min)	34433	-11424	0	7541	0	34433	-11424	0	7541	0
SLS_FR_Gr2a(min)	33114	-7445	0	7701	0	33114	-15567	0	6846	0
SLS_FR_Gr2b(min)	33151	-11424	0	7273	0	33151	-11424	0	7273	0
SLS_QP	33257	-11196	0	6471	0	33257	-11196	0	6471	0

Nel seguito si riporta la verifica del plinto di fondazione e in particolare dello zoccolo anteriore, essendo questa, la zona del plinto maggiormente sollecitata. Le sollecitazioni nei pali di fondazione sono stati ricavati eseguendo una ripartizione rigida delle sollecitazioni riportate nella tabella precedente. Maggiori dettagli sono riportati nel paragrafo seguente.

Pali																
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
z	-5.40	-1.80	1.80	5.40	-5.40	-1.80	1.80	5.40	-5.40	-1.80	1.80	5.40	-5.40	-1.80	1.80	5.40
y	5.40	5.40	5.40	5.40	1.80	1.80	1.80	1.80	-1.80	-1.80	-1.80	-1.80	-5.40	-5.40	-5.40	-5.40
z ²	29.2	3.2	3.2	29.2	29.2	3.2	3.2	29.2	29.2	3.2	3.2	29.2	29.2	3.2	3.2	29.2
y ²	29.2	29.2	29.2	29.2	3.2	3.2	3.2	3.2	3.2	3.2	3.2	3.2	29.2	29.2	29.2	29.2
W _y	48.0	48.0	48.0	48.0	144.0	144.0	144.0	144.0	-144.0	-144.0	-144.0	-144.0	-48.0	-48.0	-48.0	-48.0
W _z	-48.0	-144.0	144.0	48.0	-48.0	-144.0	144.0	48.0	-48.0	-144.0	144.0	48.0	-48.0	-144.0	144.0	48.0

SFORZI MASSIMI E MINIMI NEI PALI						
Combo	N _{min}		N _{max}		V _{max} [kN]	M _{max} [kNm]
	Palo	[kN]	Palo	[kN]		
ULS_A1_Gr1(max)	13	-3840	4	-2466	636	1565
ULS_A1_Gr2a(max)	13	-3606	4	-2308	650	1598
ULS_A1_Gr2b(max)	13	-3691	4	-2229	614	1510
ULS_A1_Gr1(min)	13	-3666	4	-1921	636	1565
ULS_A1_Gr2a(min)	13	-3563	4	-2027	650	1598
ULS_A1_Gr2b(min)	13	-4199	4	-2498	614	1510
SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	13	-5401	4	968	1266	3114
SLV-0.3Ex+Ey+0.3Ez	13	-4665	4	228	861	2119
SLV-Ex+0.3Ey+Ez	13	-3601	4	-1159	610	1501
SLS_RA_Gr1(max)	13	-2843	4	-1829	471	1159
SLS_RA_Gr2a(max)	13	-2669	4	-1711	481	1184
SLS_RA_Gr2b(max)	13	-2732	4	-1653	455	1118
SLS_RA_Gr1(min)	13	-2793	4	-1504	471	1159

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE
3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord - Castelraimondo sud
4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud - innesto S.S. 77 a Muccia

Nuovo cavalcavia Seano al km 2+888

Relazione tecnica e di calcolo

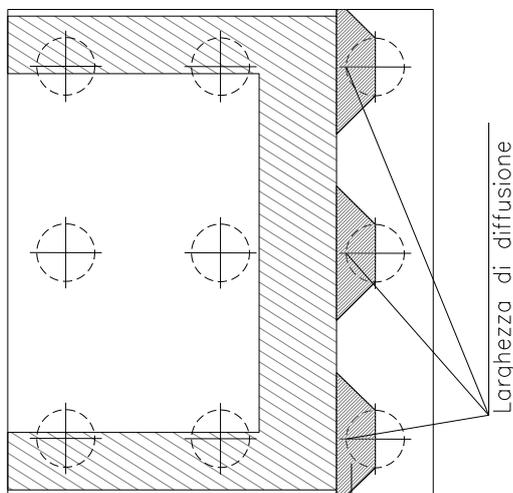
Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 16	WBS OM0008	Id. doc. REL	N. prog. 01	Rev. A	Pag. di Pag. 69 di 82
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	-----------------	----------------	-----------	--------------------------

SFORZI MASSIMI E MINIMI NEI PALI						
Combo	N_{min}		N_{max}		V_{max} [kN]	M_{max} [kNm]
	Palo	[kN]	Palo	[kN]		
SLS_RA_Gr2a(min)	13	-2637	4	-1503	481	1184
SLS_RA_Gr2b(min)	13	-2700	4	-1444	455	1118
SLS_FR_Gr1(max)	13	-2809	4	-1736	471	1159
SLS_FR_Gr2a(max)	13	-2652	4	-1729	481	1184
SLS_FR_Gr2b(max)	13	-2715	4	-1670	455	1118
SLS_FR_Gr1(min)	13	-2777	4	-1528	471	1159
SLS_FR_Gr2a(min)	13	-2619	4	-1520	481	1184
SLS_FR_Gr2b(min)	13	-2683	4	-1461	455	1118
SLS_QP	13	-2643	4	-1514	404	995
		-5401		968	1266	3114

Lo sforzo normale massimo sul palo di spigolo è pari a 5400 kN. Pertanto in relazione alla capacità portante dei pali, si assume una lunghezza di 18 m.

Il tacco anteriore del plinto di fondazione è stato verificato ipotizzando un meccanismo di tirante puntone. Si riporta di seguito la verifica.

La larghezza di diffusione è stata valutata in corrispondenza del filo anteriore del muro frontale, mediante una diffusione a 45° a partire dal piano medio del palo (vedi figura seguente), mentre l'altezza della biella compressa è stata valutata pari a 0.2 h (h=altezza utile della sezione del plinto).



Nel caso particolare, la verifica è stata eseguita in corrispondenza dei pali di spigolo.

VERIFICA DELLO ZOCCOLO ANTERIORE DEL PLINTO DI FONDAZIONE

N_{max} (palo)	5401 kN
Dist. Asse palo-bordo muro frontale	2.60 m
Diametro palo	1.20 m
Larghezza di diffusione	2.00 m
Spessore della Fondazione	2.00 m
Copriferro nominale	0.05 m
Altezza utile della sezione	1.91 m

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE
3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord - Castelraimondo sud
4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud - innesto S.S. 77 a Muccia

Nuovo cavalcavia Seano al km 2+888

Relazione tecnica e di calcolo

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 16	WBS OM0008	Id. doc. REL	N. prog. 01	Rev. A	Pag. di Pag. 70 di 82
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	-----------------	----------------	-----------	--------------------------

Altezza della biella compressa	0.4	m
Sforzo di Trazione	9186	kN
Sforzo di compressione	10656	kN
Diametro armatura primo strato	26	mm
Passo armatura primo strato	10	cm
Diametro armatura secondo strato	26	mm
Passo armatura secondo strato	10	cm
Diametro armatura terzo strato	26	
Passo armatura terzo strato	20	
Area complessiva delle armature	26546	mm ²
Tensione nel calcestruzzo	13.9	Mpa
Tensione nell'acciaio	346.0	Mpa

8.3.5 Verifica dei pali di fondazione

Le sollecitazioni agenti nei pali di fondazione, sono state valutate mediante una ripartizione rigida delle sollecitazioni globali agenti a quota testa pali e in corrispondenza del baricentro del plinto di fondazione. Il valore del momento flettente agente in testa ai pali, è stato ottenuto moltiplicando il taglio in testa per il parametro "α". Il calcolo di tale parametro è riportato nella *Relazione geotecnica*.

Si riportano di seguito le sollecitazioni e le verifiche di resistenza per le varie combinazioni di carico, e per i pali soggetti al massimo e al minimo sforzo normale.

L'individuazione dei pali a cui corrispondono tali sollecitazioni può essere effettuata mediante le tabelle riportate nel paragrafo precedente.

Le armature longitudinali consistono in 40φ26 disposti per i primi 10 m di palo ed in 20φ22 disposti nella restante parte, mentre le armature trasversali consistono in una spirale di φ 16/10 per i primi 8.0 m ed in una spirale di φ12/20 per la parte restante.

PALO - Verifiche allo SLU						
Combinazioni		N kN	Mlong kNm	Tlong kN	C.S. (NRd, MRd)	C.S. (VRd)
Max N	SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	-5401	3114	1266	1.54	1.3
Min N	SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	968	3114	1266	1.05	1.3
Max VL	SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	968	3114	1266	1.05	1.3

PALO - Verifiche allo SLE							
Combinazioni		N	Mlong	Tlong	σ _c	σ _s	Wk
		kN	kNm	kN	Mpa	Mpa	mm
RARA	SLS_RA_Gr1(max)	-2843	1159	471	-7.6	58.8	-
	SLS_RA_Gr2b(min)	-1444	1118	455	-7.1	104.4	-
FREQ	SLS_FR_Gr1(max)	-2809	1159	471	-7.6	59.8	0.046
	SLS_FR_Gr2b(min)	-1461	1118	455	-7.1	103.7	0.116
QP	SLS_QP	-2643	995	404	-6.6	44.7	0.028
	SLS_QP	-1514	995	404	-6.4	83.4	0.076

8.4 VERIFICHE DELLA SPALLA MOBILE S2

Nel seguito si riportano le verifiche di resistenza della spalla fissa. Nella seguente tabella sono riepilogate le principali caratteristiche geometriche del manufatto.

Cautelativamente nel calcolo è stata considerata una altezza del muro frontale pari a 8.0 m.

	Spalla S1
Spessore muro frontale	2.0
Altezza muro frontale	8.0
Sessore Muro Paraghiaia	0.5
Altezza muro paraghiaia	2.4
Spessore plinto di fondazione	2.0
Larghezza plinto di fondazione	13.2
Lunghezza plinti di fondazione	13.2

Per ulteriori dettagli si rimanda agli elaborati grafici di progetto.

8.4.1 Verifica del Muro Frontale

Si riportano le sollecitazioni risultanti globali provenienti dal modello sviluppato ed agenti sul muro frontale corrispondenti alle combinazioni di carico.

TESTA MURO FRONTALE					
Combinazioni	N KN	Mlong kNm	Mtrasv kNm	Tlong KN	Ttrasv KN
ULS_A1_Gr1(max)	7098	0	-217	0	86
ULS_A1_Gr2a(max)	5786	0	-217	0	86
ULS_A1_Gr2b(max)	5735	0	-217	0	86
ULS_A1_Gr1(min)	3051	0	-217	0	86
ULS_A1_Gr2a(min)	3183	0	-217	0	86
ULS_A1_Gr2b(min)	3133	0	-217	0	86
SLV-EX+0.3EY+0.3EZ	3180	0	0	0	413
SLV-0.3EX+EY+0.3EZ	3298	0	0	0	1376
SLV-0.3EX+0.3EY+EZ	2800	0	0	0	413
SLS_RA_Gr1(max)	5258	0	-145	0	57
SLS_RA_Gr2a(max)	4286	0	-145	0	57
SLS_RA_Gr2b(max)	4248	0	-145	0	57
SLS_RA_Gr1(min)	2260	0	-145	0	57
SLS_RA_Gr2a(min)	2358	0	-145	0	57
SLS_RA_Gr2b(min)	2320	0	-145	0	57
SLS_FR_Gr1(max)	4248	0	0	0	0
SLS_FR_Gr2a(max)	4286	0	0	0	0
SLS_FR_Gr2b(max)	4248	0	0	0	0
SLS_FR_Gr1(min)	2320	0	0	0	0
SLS_FR_Gr2a(min)	2358	0	0	0	0
SLS_FR_Gr2b(min)	2320	0	0	0	0
SLS_QP	2424	0	0	0	0

Per la verifica del muro frontale, a quota spiccato, tali azioni possono essere considerate uniformemente distribuite, in quanto l'altezza del muro frontale è tale che nell' ipotesi di ripartizione a 45°, tali scarichi si ripartiscono uniformemente alla base del muro. Ai carichi prima riportati, si aggiungono il peso proprio del muro frontale, del muro paraghiaia e la spinta del terreno di riempimento.

MURO FRONTALE

H Muro Frontale	8.00 m
Spessore Muro Frontale	2.00 m
Lunghezza Muro Frontale	11.5 m
Spessore massimo tratto ringrossato	2.50 m

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE
3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord - Castelraimondo sud
4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud - innesto S.S. 77 a Muccia

Nuovo cavalcavia Seano al km 2+888

Relazione tecnica e di calcolo

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 16	WBS OM0008	Id. doc. REL	N. prog. 01	Rev. A	Pag. di Pag. 72 di 82
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	-----------------	----------------	-----------	--------------------------

H tratto ringrossato a spessore costante	0.80	m
H tratto a spessore variabile	0.50	m
Altezza Muro Paraghiaia	2.40	m
Spessore Muro Paraghiaia	0.50	m
Peso Muro Frontale	4613	kN
Peso Muro Paraghiaia	345	kN
Eccentr. appoggi - muro frontale (base)	0.40	m
Eccentr. paraghiaia - muro frontale (base)	-1.25	m
Peso Specifico Terreno di Rilevato	20	kN/mc
Angolo di Attrito Terreno di Rilevato	38	°
Coefficiente di spinta a riposo K_0	0.384	
Coefficiente di spinta attiva K_a	0.238	
Altezza del rilevato	10.6	m
Spinta a riposo	4021	kN
Spinta attiva	2489	kN
Sovraccarico accidentale da traffico	20	kN/mq
Accelerazione sismica di base a_g	0.206	
Coefficiente stratigrafico S_S	1.39	
Coefficiente topografico S_T	1.00	
Accelerazione orizzontale massima attesa a_{max}	0.286	
β_m (massa cls spalla)	1.000	
K_h (cls spalla) =	0.286	
K_v (cls spalla)=	0.143	
β_m (massa terreno)	1.000	
K_h (terreno) =	0.286	
K_v (terreno)=	0.143	
Coefficiente di spinta attiva con sismiche K'_a (M-O)	0.48	
Incr. di spinta attiva in condizione sismiche	2533	kN
Inerzia del Muro Frontale (H)	1319	kN
Inerzia del Muro Paraghiaia (H)	99	kN
Inerzia del Muro Frontale (V)	660	kN
Inerzia del Muro Paraghiaia (V)	49	kN

Si ottengono quindi le seguenti sollecitazioni, con riferimento alle combinazioni maggiormente significative.

BASE MURO FRONTALE					
Combinazioni	N KN	Mlong kNm	Mtrasv kNm	Tlong KN	Ttrasv KN
ULS_A1_Gr1(max)	13792	26867	471	6453	86
ULS_A1_Gr2a(max)	12479	24985	471	6197	86
ULS_A1_Gr2b(max)	12429	24965	471	6197	86
ULS_A1_Gr1(min)	9744	25248	471	6453	86
ULS_A1_Gr2a(min)	9876	23944	471	6197	86
ULS_A1_Gr2b(min)	9826	23924	471	6197	86
SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	8138	29245	5157	6440	838
SLV-0.3Ex+Ey+0.3Ez	8256	15565	17190	3674	2793
SLV-Ex+0.3Ey+Ez	7759	15366	5157	3674	838
SLS_RA_Gr1(max)	10216	19902	314	4780	57
SLS_RA_Gr2a(max)	9244	18507	314	4590	57
SLS_RA_Gr2b(max)	9207	18493	314	4590	57
SLS_RA_Gr1(min)	7218	18702	314	4780	57
SLS_RA_Gr2a(min)	7316	17736	314	4590	57
SLS_RA_Gr2b(min)	7279	17721	314	4590	57
SLS_FR_Gr1(max)	9207	19498	0	4780	0
SLS_FR_Gr2a(max)	9244	18507	0	4590	0

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE
3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord - Castelraimondo sud
4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud - innesto S.S. 77 a Muccia

Nuovo cavalcavia Seano al km 2+888

Relazione tecnica e di calcolo

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 16	WBS OM0008	Id. doc. REL	N. prog. 01	Rev. A	Pag. di Pag. 73 di 82
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	-----------------	----------------	-----------	--------------------------

BASE MURO FRONTALE					
Combinazioni	N	Mlong	Mtrasv	Tlong	Ttrasv
	KN	kNm	kNm	KN	KN
SLS_FR_Gr2b(max)	9207	18493	0	4590	0
SLS_FR_Gr1(min)	7279	18727	0	4780	0
SLS_FR_Gr2a(min)	7316	17736	0	4590	0
SLS_FR_Gr2b(min)	7279	17721	0	4590	0
SLS_QP	7383	14747	0	4021	0

Essendo le sollecitazioni in direzione trasversale trascurabili rispetto a quelle in direzione longitudinale, tenuto anche conto della geometria della sezione del muro frontale, le verifiche di resistenza di seguito riportate si riferiscono ad una striscia di un metro.

Infine, la sezione in c.a. da verificare ha le seguenti caratteristiche geometriche:

Muro	Sezione di verifica		Armatura		
	Base [m]	Altezza [m]	Tesa	Compressa	Taglio
Frontale	1.0	2.0	1φ26/10+1φ26/20	1φ22/10	1φ14/20

BASE MURO FRONTALE - Verifiche allo SLU						
Combinazioni		N	Mlong	Tlong	C.S.	C.S.
		kN/m	kNm/m	kN/m	(NRd, MRd)	(VRd)
Max N	ULS_A1_Gr1(max)	1199	2336	561	1.9	1.41
Min N	SLV-Ex+0.3Ey+Ez	675	1336	319	3.1	2.48
Max ML	SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	708	2543	560	1.7	1.42
Max VL	ULS_A1_Gr1(max)	1199	2336	561	1.9	1.41

8.4.2 Verifica del Muro Paraghiaia

In condizioni statiche il muro paraghiaia è sollecitato dalla spinta a riposo del rilevato, dalla spinta dei sovraccarichi accidentali, dai sovraccarichi mobili agenti sulla mensola del muro e dall'azione di frenatura. In condizioni sismiche il muro paraghiaia è sollecitato dalla spinta attiva e sismica del rilevato, dalle masse del muro e della mensola.

Nella tabella che segue sono indicati parametri geometrici, meccanici e di carico utilizzati nell'analisi. Il modello di calcolo utilizzato è quello di mensola incastrata al muro frontale.

MURO PARAGHIAIA		
Peso Muro Paraghiaia	30	KN/m
Altezza Muro Paraghiaia	2.4	m
Spessore Muro Paraghiaia	0.5	m
Coefficiente di spinta a riposo Ko	0.384	
Coefficiente di spinta attiva Ka	0.238	
Peso Specifico Terreno di Rilevato	20.0	kN/mc
Sovraccarico accidentale da traffico	20.0	kN/mq
Angolo di Attrito Terreno di Rilevato	38.0	
Spinta a riposo	44.4	kN/m
Spinta attiva	25.3	kN/m
Coefficiente di spinta attiva con sismiche K'a	0.48	
Incr. spinta attiva in condizione sismiche	16.4	kN/m
Inerzia del Muro Paraghiaia /m	8.6	kN/m

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE
3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord - Castelraimondo sud
4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud - innesto S.S. 77 a Muccia

Nuovo cavalcavia Seano al km 2+888

Relazione tecnica e di calcolo

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 16	WBS OM0008	Id. doc. REL	N. prog. 01	Rev. A	Pag. di Pag. 74 di 82
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	-----------------	----------------	-----------	--------------------------

Di seguito si riportano le sollecitazioni e le verifiche di resistenza, allo stato limite di esercizio (T), di fessurazione (F) e allo stato limite ultimo (U) in condizione sismica e in condizione statica.

Muro	Sezione di verifica		Armatura		
	Base [m]	Altezza [m]	Tesa	Compressa	Taglio
Paraghiaia	1.0	0.5	1φ16/20	1φ16/20	-

VERIFICHE DI ESERCIZIO						
Combinazione	N	M	V	σ_c	σ_s	Wk
	KN/m	kNm/m	KN/m	Mpa	Mpa	mm
SLE_RARA	30	46	44	-2.0	95.2	0

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU/SLV					
Combinazione	N	M	V	C.S.	C.S.
	KN/m	kNm/m	KN/m	(NRd, MRd)	(VRd)
SLU	41	63	60	2.86	4.2
SLV	30	54	50	3.29	5.0

8.4.3 Verifica del Muro Laterale

In questo paragrafo si riporta il calcolo e la verifica dei muri laterali della spalla. Nella tabella che segue sono indicati i parametri geometrici, meccanici e di carico utilizzati nell'analisi. Il modello di calcolo utilizzato è quello di mensola incastrata al plinto di fondazione.

MURI LATERALI	
Muro laterale H1	4.00 m
Muro laterale s1	1.50 m
Muro laterale H2	4.00 m
Muro laterale s2	1.00 m
Muro laterale H3	2.10 m
Muro laterale s3	0.50 m
Altezza totale muri laterali	10.1 m
Spessore medio pesato muri laterali	1.09 m
Lunghezza Massima muri laterali	7.4 m
Peso Muro laterale (singolo)	2044 kN
Peso totale Muri laterali	4089 kN
Spinta a riposo	485.4 kN/m
Spinta a riposo SLE	446.6
Spinta attiva	291.2 kN/m
Coefficiente di spinta attiva con sismiche K'a	0.48
Incr. spinta attiva in condizione sismiche	256.9 kN/m
Inerzia del Muro laterale /m	79 kN/m

Di seguito si riportano le sollecitazioni e le verifiche di resistenza, allo stato limite di esercizio (T), di fessurazione (F) e allo stato ultimo (U) in condizione sismica e in condizione statica.

Muro	Sezione di verifica 1		Armatura		
	Base [m]	Altezza [m]	Tesa	Compressa	Taglio
Laterale	1.0	1.5	1φ22/10+1φ22/10	1φ20/20	2.5φ12/40

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord - Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud - innesto S.S. 77 a Muccia

Nuovo cavalcavia Seano al km 2+888

Relazione tecnica e di calcolo

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 16	WBS OM0008	Id. doc. REL	N. prog. 01	Rev. A	Pag. di Pag. 75 di 82
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	-----------------	----------------	-----------	--------------------------

VERIFICHE DI ESERCIZIO						
Combinazione	N	M	V	σ_c	σ_s	Wk
	KN/m	kNm/m	KN/m	Mpa	Mpa	mm
SLE_RARA	261	1600	447	-5.5	192.6	0.13

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU/SLV					
Combinazione	N	M	V	C.S. (NRd, MRd)	C.S. (VRd)
	KN/m	kNm/m	KN/m		
SLU	353	2430	655	1.53	2.49
SLV	261	2729	627	1.33	2.59

Muro	Sezione di verifica 2		Armatura		
	Base [m]	Altezza [m]	Tesa	Compressa	Taglio
Laterale	1.0	1.0	1 ϕ 22/10	1 ϕ 20/20	1 ϕ 12/20

VERIFICHE DI ESERCIZIO						
Combinazione	N	M	V	σ_c	σ_s	Wk
	KN/m	kNm/m	KN/m	Mpa	Mpa	mm
SLE_RARA	159	800	246	-6.7	230	0.18

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU/SLV					
Combinazione	N	M	V	C.S. (NRd, MRd)	C.S. (VRd)
	KN/m	kNm/m	KN/m		
SLU	215	1094	360	1.23	2.26
SLV	159	1228	345	1.08	2.35

Muro	Sezione di verifica 3		Armatura		
	Base [m]	Altezza [m]	Tesa	Compressa	Taglio
Laterale	1.0	0.5	1 ϕ 20/10	1 ϕ 16/20	1 ϕ 12/20

VERIFICHE DI ESERCIZIO						
Combinazione	N	M	V	σ_c	σ_s	Wk
	KN/m	kNm/m	KN/m	Mpa	Mpa	mm
SLE_RARA	60	280	98	-8.4	220	0.17

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU/SLV					
Combinazione	N	M	V	C.S.	C.S.
	KN/m	kNm/m	KN/m	(NRd, MRd)	(VRd)
SLU	82	383	144	1.28	2.83
SLV	60	430	138	1.13	2.94

8.4.4 Verifica del plinto di fondazione

In questo paragrafo si riporta l'analisi delle sollecitazioni a quota testa pali ottenute sommando, alle azioni provenienti dall'impalcato, la risultante e il momento risultante dei pesi della struttura, del terreno interno alla spalla e delle spinte dovute al rilevato, rispetto al baricentro del plinto.

Nella tabella che segue sono indicati i parametri geometrici, meccanici e di carico del plinto utilizzati nell'analisi.

PLINTO DI FONDAZIONE	
Eccentricità long Muri laterali -Plinto	-2.9 m
Peso Muro Frontale	4613 kN
Ecc. Long. Muro Frontale - Plinto	1.80 m
Ecc.Appoggi Plinto	2.20 m
Peso Muro Paragliaia	345 m
Ecc. Long. Muro Paragliaia - Plinto	0.55 kN
Peso Terreno Interno	14324 kN
Peso Accidentali	1285 kN
Eccentricità long Terreno -Plinto	-2.9 m
Spessore Plinto	2 m
Lunghezza plinto	13.2 m
Larghezza plinto	13.2 m
Peso plinto di fondazione	8712
Altezza Rilevato+H plinto	12.6 m
Spinta a riposo rilevato	7017 kN
Spinta a riposo sovraccarichi	1114 kN
Spinta attiva rilevato	5033 kN
Incremento spinta sismica	4420 kN
Inerzia dei muri laterali (H)	1169 kN
Inerzia dei muri laterali (V)	585 kN
Inerzia plinto di fondazione (H)	2491 kN
Inerzia plinto di fondazione (V)	1246 kN
Inerzia rilevato interno(H)	4096 kN
Inerzia rilevato interno (V)	2048 kN

Si riportano di seguito le azioni complessive (azioni provenienti dall'impalcato e dal rilevato) con riferimento alle condizioni maggiormente significative e per lo stato limite di esercizio (T), di fessurazione (F) e lo stato limite ultimo (U).

SOLLECITAZIONI A QUOTA TESTA PALI (BARICENTRO PLINTO)					
Combinazioni	N	Mlong	Mtrasv	Tlong	Ttrasv

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE
3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord - Castelraimondo sud
4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud - innesto S.S. 77 a Muccia

Nuovo cavalcavia Seano al km 2+888

Relazione tecnica e di calcolo

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 16	WBS OM0008	Id. doc. REL	N. prog. 01	Rev. A	Pag. di Pag. 77 di 82
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	-----------------	----------------	-----------	--------------------------

	KN	kNm	kNm	KN	KN
ULS_A1_Gr1(max)	52145	-5218	643	10977	86
ULS_A1_Gr2a(max)	49095	-8106	643	10601	86
ULS_A1_Gr2b(max)	49050	-8216	643	10601	86
ULS_A1_Gr1(min)	46381	-14123	643	10977	86
ULS_A1_Gr2a(min)	46508	-13832	643	10601	86
ULS_A1_Gr2b(min)	55266	-13942	643	10601	86
SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	36639	59440	18636	18626	3165
SLV-0.3Ex+Ey+0.3Ez	36757	6352	62121	9111	10549
SLV-Ex+0.3Ey+Ez	39470	5257	18636	9111	3165
SLS_RA_Gr1(max)	38626	-3865	429	8131	57
SLS_RA_Gr2a(max)	36367	-6004	429	7852	57
SLS_RA_Gr2b(max)	36329	-6086	429	7852	57
SLS_RA_Gr1(min)	35628	-10461	429	8131	57
SLS_RA_Gr2a(min)	34439	-10246	429	7852	57
SLS_RA_Gr2b(min)	34401	-10328	429	7852	57
SLS_FR_Gr1(max)	37617	-6086	0	8131	0
SLS_FR_Gr2a(max)	36367	-6004	0	7852	0
SLS_FR_Gr2b(max)	36329	-6086	0	7852	0
SLS_FR_Gr1(min)	35689	-10328	0	8131	0
SLS_FR_Gr2a(min)	34439	-10246	0	7852	0
SLS_FR_Gr2b(min)	34401	-10328	0	7852	0
SLS_QP	34508	-10099	0	7017	0

Nel seguito si riporta la verifica del plinto di fondazione e in particolare dello zoccolo anteriore, essendo questa, la zona del plinto maggiormente sollecitata. Le sollecitazioni nei pali di fondazione sono stati ricavati eseguendo una ripartizione rigida delle sollecitazioni riportate nella tabella precedente. Maggiori dettagli sono riportati nel paragrafo seguente.

Pali																
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
z	-5.40	-1.80	1.80	5.40	-5.40	-1.80	1.80	5.40	-5.40	-1.80	1.80	5.40	-5.40	-1.80	1.80	5.40
y	5.40	5.40	5.40	5.40	1.80	1.80	1.80	1.80	-1.80	-1.80	-1.80	-1.80	-5.40	-5.40	-5.40	-5.40
z ²	29.2	3.2	3.2	29.2	29.2	3.2	3.2	29.2	29.2	3.2	3.2	29.2	29.2	3.2	3.2	29.2
y ²	29.2	29.2	29.2	29.2	3.2	3.2	3.2	3.2	3.2	3.2	3.2	3.2	29.2	29.2	29.2	29.2
W _y	48.0	48.0	48.0	48.0	144.0	144.0	144.0	144.0	-144.0	-144.0	-144.0	-144.0	-48.0	-48.0	-48.0	-48.0
W _z	-48.0	-144.0	144.0	48.0	-48.0	-144.0	144.0	48.0	-48.0	-144.0	144.0	48.0	-48.0	-144.0	144.0	48.0

SFORZI MASSIMI E MINIMI NEI PALI						
Combo	N _{min}		N _{max}		V _{max} [kN]	M _{max} [kNm]
	Palo	[kN]	Palo	[kN]		
ULS_A1_Gr1(max)	13	-3948	4	-2570	686	1688
ULS_A1_Gr2a(max)	13	-3798	4	-2338	663	1630
ULS_A1_Gr2b(max)	13	-3798	4	-2333	663	1630
ULS_A1_Gr1(min)	13	-3773	4	-2024	686	1688
ULS_A1_Gr2a(min)	13	-3756	4	-2058	663	1630
ULS_A1_Gr2b(min)	13	-4306	4	-2603	663	1630
SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	13	-5033	4	453	1181	2905
SLV-0.3Ex+Ey+0.3Ez	13	-4731	4	137	871	2143
SLV-Ex+0.3Ey+Ez	13	-3594	4	-1340	603	1483
SLS_RA_Gr1(max)	13	-2923	4	-1905	508	1250
SLS_RA_Gr2a(max)	13	-2812	4	-1734	491	1207

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE
3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord - Castelraimondo sud
4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud - innesto S.S. 77 a Muccia

Nuovo cavalcavia Seano al km 2+888

Relazione tecnica e di calcolo

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 16	WBS OM0008	Id. doc. REL	N. prog. 01	Rev. A	Pag. di Pag. 78 di 82
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	-----------------	----------------	-----------	--------------------------

SLS_RA_Gr2b(max)	13	-2812	4	-1729	491	1207
SLS_RA_Gr1(min)	13	-2873	4	-1580	508	1250
SLS_RA_Gr2a(min)	13	-2780	4	-1525	491	1207
SLS_RA_Gr2b(min)	13	-2780	4	-1521	491	1207
SLS_FR_Gr1(max)	13	-2895	4	-1808	508	1250
SLS_FR_Gr2a(max)	13	-2800	4	-1745	491	1207
SLS_FR_Gr2b(max)	13	-2800	4	-1741	491	1207
SLS_FR_Gr1(min)	13	-2862	4	-1599	508	1250
SLS_FR_Gr2a(min)	13	-2768	4	-1537	491	1207
SLS_FR_Gr2b(min)	13	-2768	4	-1532	491	1207
SLS_QP	13	-2727	4	-1587	439	1079
		-5033		453	1181	2905

Lo sforzo normale massimo sul palo di spigolo è pari a 5033 kN. Pertanto in relazione alla capacità portante dei pali, si assume una lunghezza di 18 m.

Il tacco anteriore del plinto di fondazione è stato verificato ipotizzando un meccanismo di tirante puntone. Si riporta di seguito la verifica.

Nel caso particolare, la verifica è stata eseguita in corrispondenza dei pali di spigolo.

VERIFICA DELLO ZOCCOLO ANTERIORE DEL PLINTO DI FONDAZIONE

Nmax (palo)	5033	kN
Dist. Asse palo-bordo muro frontale	2.60	m
Diametro palo	1.20	m
Larghezza di diffusione	2.00	m
Spessore della Fondazione	2.00	m
Copriferro nominale	0.05	m
Altezza utile della sezione	1.91	m
Altezza della biella compressa	0.38	m
Sforzo di Trazione	8560	kN
Sforzo di compressione	9930	kN
Diametro armatura primo strato	26	mm
Passo armatura primo strato	10	cm
Diametro armatura secondo strato	26	mm
Passo armatura secondo strato	10	cm
Diametro armatura terzo strato	26	mm
Passo armatura terzo strato	20	cm
Area complessiva delle armature	26546	mm ²
Tensione nel calcestruzzo	13.0	Mpa
Tensione nell'acciaio	322.5	Mpa

8.4.5 Verifica dei pali di fondazione

Le sollecitazioni agenti nei pali di fondazione, sono state valutate mediante una ripartizione rigida delle sollecitazioni globali agenti a quota testa pali e in corrispondenza del baricentro del plinto di fondazione. Il valore del momento flettente agente in testa ai pali, è stato ottenuto moltiplicando il taglio in testa per il parametro "α". Il calcolo di tale parametro è riportato nella *Relazione geotecnica*.

Si riportano di seguito le sollecitazioni e le verifiche di resistenza per le varie combinazioni di carico, e per i pali soggetti al massimo e al minimo sforzo normale.

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE
3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord - Castelraimondo sud
4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud - innesto S.S. 77 a Muccia

Nuovo cavalcavia Seano al km 2+888

Relazione tecnica e di calcolo

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 16	WBS OM0008	Id. doc. REL	N. prog. 01	Rev. A	Pag. di Pag. 79 di 82
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	-----------------	----------------	-----------	--------------------------

L'individuazione dei pali a cui corrispondono tali sollecitazioni può essere effettuata mediante le tabelle riportate nel paragrafo precedente.

Le armature longitudinali consistono in 40 ϕ 26 disposti per i primi 10 m di palo ed in 20 ϕ 22 disposti nella restante parte, mentre le armature trasversali consistono in una spirale di ϕ 16/10 per i primi 8.0 m ed in una spirale di ϕ 12/20 per la parte restante.

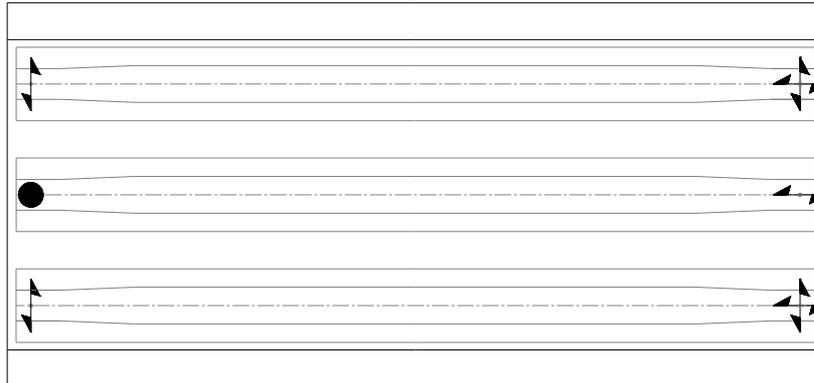
PALO - Verifiche allo SLU						
Combinazioni		N kN	Mlong kNm	Tlong kN	C.S. (NRd, MRd)	C.S. (VRd)
Max N	SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	-5033	2905	1181	0.00	1.4
Min N	SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	453	2905	1181	0.00	1.4
Max VL	SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	453	2905	1181	0.00	1.4

PALO - Verifiche allo SLE							
Combinazioni		N	Mlong	Tlong	σ_c	σ_s	Wk
		kN	kNm	kN	Mpa	Mpa	mm
RARA	SLS_RA_Gr1(max)	-2923	1250	508	-8.2	67.8	-
	SLS_RA_Gr2b(min)	-1521	1207	491	-7.7	114.4	-
FREQ	SLS_FR_Gr1(max)	-2895	1250	508	-8.1	69.0	0.064
	SLS_FR_Gr2b(min)	-1532	1207	491	-7.7	113.9	0.137
QP	SLS_QP	-2727	1079	439	-7.1	52.4	0.034
	SLS_QP	-1587	1079	439	-6.9	92.6	0.095

9. APPOGGI E GIUNTI

Nel seguente paragrafo si illustrano le caratteristiche e il dimensionamento degli apparecchi di appoggio e dei giunti in corrispondenza delle spalle.

Nella figura successiva, viene riportato lo schema relativo alla disposizione degli apparecchi di appoggio.



Schema appoggi

Sulla spalla fissa sono disposti un appoggio fisso e due unidirezionali trasversale, mentre sulla spalla mobile sono previsti due appoggi multidirezionali e uno unidirezionale longitudinale.

Nel seguito si riportano gli scarichi massimi massimi che competono ad un singolo apparecchio d'appoggio.

	Nvert [kN]	Tlong [kN]	Ttrasv [kN]
FISSO	3000	850	1400
MULTIDIREZIONALE	3000	-	-
UNIDIREZIONALE LONGITUDINALE	3000	-	1400
UNIDIREZIONALE TRASVERSALE	3000	850	-

Per quanto concerne i giunti, questi sono stati dimensionati come segue. Le singole aliquote sono:

- spostamento relativo massimo tra la spalla fissa e la spalla mobile per effetto di moto sismico asincrono tra le spalle d_g ;
- spostamento relativo massimo dell'impalcato per effetto delle variazioni termiche d_t

In corrispondenza della spalla mobile, la corsa degli apparecchi di appoggio e l'escursione del giunto è pari a:

$$\Delta_{p,m} = \pm (d_g + d_t)$$

Risulta

$$d_g = 0.025 \cdot S \cdot TC \cdot TD \cdot a_g = 0.025 \cdot 1.39 \cdot 0.508 \cdot 2.649 \cdot 0.34 \cdot 9.81 \cdot 103 = 156 \text{ mm}$$

$$dt = \alpha \cdot \Delta T \cdot L = 1 \cdot 10^{-5} \cdot 20 \cdot 25 \cdot 10^3 = 5.0 \text{ mm}$$

Pertanto lo spostamento massimo in corrispondenza della spalla mobile vale circa ± 160

Sulla spalla fissa, le corse degli apparecchi unidirezionali devono essere tali da consentire gli spostamenti trasversali da variazioni termiche.

Sulla spalla mobile, in direzione longitudinale, le corse degli apparecchi di appoggio devono essere pari a $+200$ mm, mentre in direzione trasversale, le corse devono essere tali da consentire gli spostamenti da variazioni termiche.

Per i giunti di estremità sono stati adottati giunti con escursioni pari a ± 50 mm (spalla fissa) e ± 200 mm (spalla mobile).

9.1 VERIFICA DEI BAGGIOLI

Il dimensionamento delle armature nei baggioli previsti per l'alloggiamento degli apparecchi di appoggio sono condotti in base a quanto riportato nell'Eurocodice 2 del 1990 e/o nel Model Code CEB-FIP 1990, secondo un meccanismo resistente tipo "shear-friction".

Le formulazioni utilizzate sono in particolare, quelle di cui al P.to 6.10 - CEB-FIP Model Code 1990, per la valutazione della resistenza alle azioni orizzontali, ovvero quella del (P.to 6.7 - EC2 parte 1-1) per il calcolo della resistenza per azioni verticali.

PORTATA APPOGGI (KN)			
TIPO	V	H _L	H _T
APPOGGIO unidirezionale long	3000	850	1400
PORTATA ULTIMA APPOGGI (KN)			
TIPO	V	H _L	H _T
APPOGGIO LT	3000	0	1400
Materiali			
Calcestruzzo			
Resistenza caratteristica cubica	R _{ck} =	30	MPa
Resistenza caratteristica cilindrica			
f _{ck} =0,83*R _{ck} =		24	MPa
Resistenza a compressione di calcolo			
f _{cd} =f _{ck} /γ _c =		16.00	MPa
Resistenza a trazione media	f _{ctm} =0.27*(R _{ck}) ^{2/3} =	2.61	MPa
Resistenza caratteristica a trazione			
f _{ctk} =0.7*f _{ctm} =		1.82	MPa
Resistenza car. a trazione per flessione			
f _{ctk} =1.2*f _{ctm} =		3.13	MPa
Resistenza a trazione di calcolo	f _{ctd} =f _{ctk} /γ _c =	1.22	MPa
Acciaio			
Tensione caratteristica di snervamento		450	MPa
f _{yk} =			
Tensione di snervamento di calcolo			
f _{yd} =f _{yk} /γ _s =		391	MPa
Dimensioni piastre inferiore appoggi		a (long.)	b (trasv.)
Appoggio		800	800
Tipo e dimensioni baggioli		a' (long.)	b' (trasv.)
Baggiolo		1000	1000

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE
3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord - Castelraimondo sud
4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud - innesto S.S. 77 a Muccia

Nuovo cavalcavia Seano al km 2+888

Relazione tecnica e di calcolo

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 16	WBS OM0008	Id. doc. REL	N. prog. 01	Rev. A	Pag. di Pag. 82 di 82
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	-----------------	----------------	-----------	--------------------------

VERIFICHE STRUTTURALI DEL BAGGIOLO			
Resistenza alle forze orizzontali (P.to 6.10 - CEB-FIP Model Code 1990)			
Azione tagliante ultima	$F_{sdu}=(H_L^2+H_T^2)^{1/2}=$	1400	KN
Utilizzando un meccanismo resistente di shear-friction si ottiene:			
$\mu=0.6$ (coefficiente di attrito cls-cls)			
$\beta=0.2$, essendo βf_{ctd} la coesione del calcestruzzo (resistenza per attrito)			
σ_{cd} =tensione di compressione dovuta ai carichi esterni			
La condizione di resistenza al taglio si esprime con la:			
$\tau_{sd}<\tau_{rd}$		6.00	MPa
$\tau_{rd}=\beta f_{ctd}+\mu(pf_{yd}+\sigma_{cd})<0.25f_{cd}$		$0.25 f_{cd} =$	4.00 MPa
Trascurando l'influenza dell'attrito e della tensione di compressione σ_{cd} si ha:			
Num. ferri :	24		
Diametro singolo ferro:	20	mm	
Area complessiva $A_s=$	7540	mm ²	
Perc. di armatura $\rho=$	0.00754	(≥ 0.001)	OK
Resistenza a taglio teorica	$\tau_{rd} =$	1.77	N/mm ²
Resistenza a taglio di calcolo	$\tau_{rd} =$	1.77	N/mm ²
Taglio agente di progetto	$\tau_{sd} =$	1.40	N/mm ² style="background-color: #90ee90;">OK
Resistenza alle forze verticali (P.to 6.7 - EC2 parte 1-1)			
Azione di progetto ultima	$F_{sdu}=V=$	3000	KN
area caricata $A_{c0}=$		640000	mm ²
massima area di diffusione $A_{c1}=$		1000000	mm ²
Resistenza ultima $F_{rdu}=A_{c0} * f_{cd} * (A_{c1}/A_{c0})^{1/2}=$		12800.00	KN
$F_{rdu} < 3 * f_{cd} * A_{c0} =$	30720	KN	OK
Armatura di frettaggio per assorbire la reazione verticale			
Azione di progetto ultima	$F_{sdu}=V=$	3000	KN
Area necessaria $A_s=0.25 * F_{sdu} * (1-(\min(a/a'-b/b')))/f_{yd}=$		4	cm ²
Avendo disposto staffe $\phi 12$ a 4 braccia risulta per un totale di 2 staffe collaboranti nel tratto			
	Area resistente totale	18.8	cm ² style="background-color: #90ee90;">OK