

AUTOSTRADA (A14) : BOLOGNA-BARI-TARANTO

AMPLIAMENTO ALLA TERZA CORSIA
DEL TRATTO RIMINI NORD-PEDASO

TRATTO : CATTOLICA - FANO

NUOVO SVINCOLO DI FANO NORD PROGETTO DEFINITIVO

NUOVO SVINCOLO DI FANO NORD

SERVIZI PER L'ESERCIZIO - PCM
PIAZZALE DI STAZIONE

TETTOIA PARCHEGGI AUTOVETTURE
RELAZIONE STRUTTURALE

**IL RESPONSABILE PROGETTAZIONE
SPECIALISTICA**

Ing. Giampaolo Nebbia
Ord. Ingg. Roma N. 12028

RESPONSABILE UFFICIO PCM

**IL RESPONSABILE INTEGRAZIONE
PRESTAZIONI SPECIALISTICHE**

Ing. Giuliana Garigali
Ord. Ingg. Milano N. 18419

RESPONSABILE AREA DI PROGETTO BOLOGNA

IL DIRETTORE TECNICO

Ing. Maurizio Torresi
Ord. Ingg. Milano N. 16492

RESPONSABILE FUNZIONE STP

RIFERIMENTO ELABORATO						DATA:	REVISIONE	
DIRETTORIO			FILE			OTTOBRE 2010	n.	data
codice	commessa	N.Prog.	unita'	n.	progressivo	SCALA:	1	NOVEMBRE 2011
1	1	143101	PCM	1	2901	-		

spea
autostrade

ingegneria
europea

ELABORAZIONE
GRAFICA
A CURA DI :

-

ELABORAZIONE
PROGETTUALE
A CURA DI :

-

CONSULENZA
A CURA DI :

IL RESPONSABILE
UFFICIO/UNITA'

Ing. Giampaolo Nebbia

VISTO DEL COORDINATORE GENERALE SPEA
DIREZIONE OPERATIVA
PROGETTAZIONE ED ESECUZIONE LAVORI ASPI

Ing. Alberto Selleri

VISTO DEL COMMITTENTE

autostrade // per l'italia

Geom. Mauro Moretti

VISTO DEL CONCEDENTE



INDICE

1. PREMESSA	2
2. DESCRIZIONE DELL'OPERA	3
3. NORMATIVA DI RIFERIMENTO	6
3.1 STRUTTURE IN C.A. E ACCIAIO	6
4. MATERIALI PRESCRITTI	7
5. DESCRIZIONE DEI CARICHI AGENTI	12
5.1 PESO PROPRIO E PERMANENTI	12
5.2 AZIONI ACCIDENTALI	12
5.2.1 PRESSIONE DEL VENTO	12
5.2.2 AZIONE RADENTE DEL VENTO	13
5.2.3 CARICO NEVE	14
5.2.4 SOVRACCARICHI VARIABILI	15
6. TERRENO DI SEDIME	17
6.1 ASPETTI GEOLOGICI	17
6.2 CARATTERIZZAZIONE DEL SOTTOSUOLO	21
6.3 COSTANTI ELASTICHE DEL TERRENO	21
6.4 RESISTENZA AI CARICHI SUPERFICIALI	22
7. SISMICITÀ DELL'AREA	25

AUTOSTRADA A14 BOLOGNA-BARI-TARANTO
NUOVO SVINCOLO DI FANO NORD
PROGETTO DEFINITIVO
RELAZIONE STRUTTURALE TETTOIA PARCHEGGI AUTOVETTURE

Doc.:	PCM129
Rev.:	1 – Novembre 2011
Data:	Ottobre 2010
Pag.:	Pag. 2 di 25

1. PREMESSA

La presente relazione di calcolo strutturale accompagna la progettazione definitiva delle opere relative alla "tettoia parcheggi autovetture" da realizzare in corrispondenza dell'area di esazione autostradale della stazione di Fano Nord lungo l'Autostrada A14 Bologna-Bari-Taranto, nell'ambito del progetto relativo alla realizzazione del "Nuovo svincolo di Fano nord".

AUTOSTRADA A14 BOLOGNA-BARI-TARANTO
NUOVO SVINCOLO DI FANO NORD
PROGETTO DEFINITIVO
RELAZIONE STRUTTURALE TETTOIA PARCHEGGI AUTOVETTURE

Doc.:	PCM129
Rev.:	1 – Novembre 2011
Data:	Ottobre 2010
Pag.:	Pag. 3 di 25

2. DESCRIZIONE DELL'OPERA

Il progetto del nuovo svincolo di Fano Nord prevede la realizzazione di una tettoia parcheggi per autovetture di larghezza pari a 10.0 m.

La struttura della tettoia è costituita da una trave reticolare principale formata da un unico montante con trasverso interamente a sbalzo, l'interasse tra i portali è di 5.00 m e le travi a sbalzo hanno una luce netta pari a circa 5.20 m. L'altezza della struttura principale è uguale a 3.32 m dallo spiccatto delle fondazioni, di contro l'altezza alla linea di gronda è di circa 2.30 m. Le aste in acciaio utilizzate per l'assemblaggio della travatura principale sono dei tubolari ϕ 108 s=5.9 mm per i correnti, mentre i diagonali sono costituiti da tubolari ϕ 51 s=5 mm.

I portali principali sono tra essi solidarizzati tramite una trave reticolare di collegamento che presenta un'altezza di circa 60 cm. Le aste principali sono costituite da tubolari ϕ 70 s=5 mm, mentre i diagonali sono dei tubolari ϕ 51 s=5 mm.

I portali risultano entrambi controventati, sia in orizzontale che in verticale con una coppia di tiranti, tra essi ortogonali, costituiti da tondini in acciaio ϕ 16 in orizzontale e ϕ 24 in verticale, collegati alla struttura con dei 'tenditori a manicotto'.

Al di sotto della parte aggettante i portali sono collegati, in senso trasversale, da delle travi IPE 140, tra esse bullonate longitudinalmente. Queste travi hanno la funzione di sorreggere la lamiera grecata s= 8/10, posta a copertura dei posti auto. Dalla parte di accesso delle autovetture è stato posto un carter di lamiera in acciaio zincato da 15/10 verniciato di colore Silver.

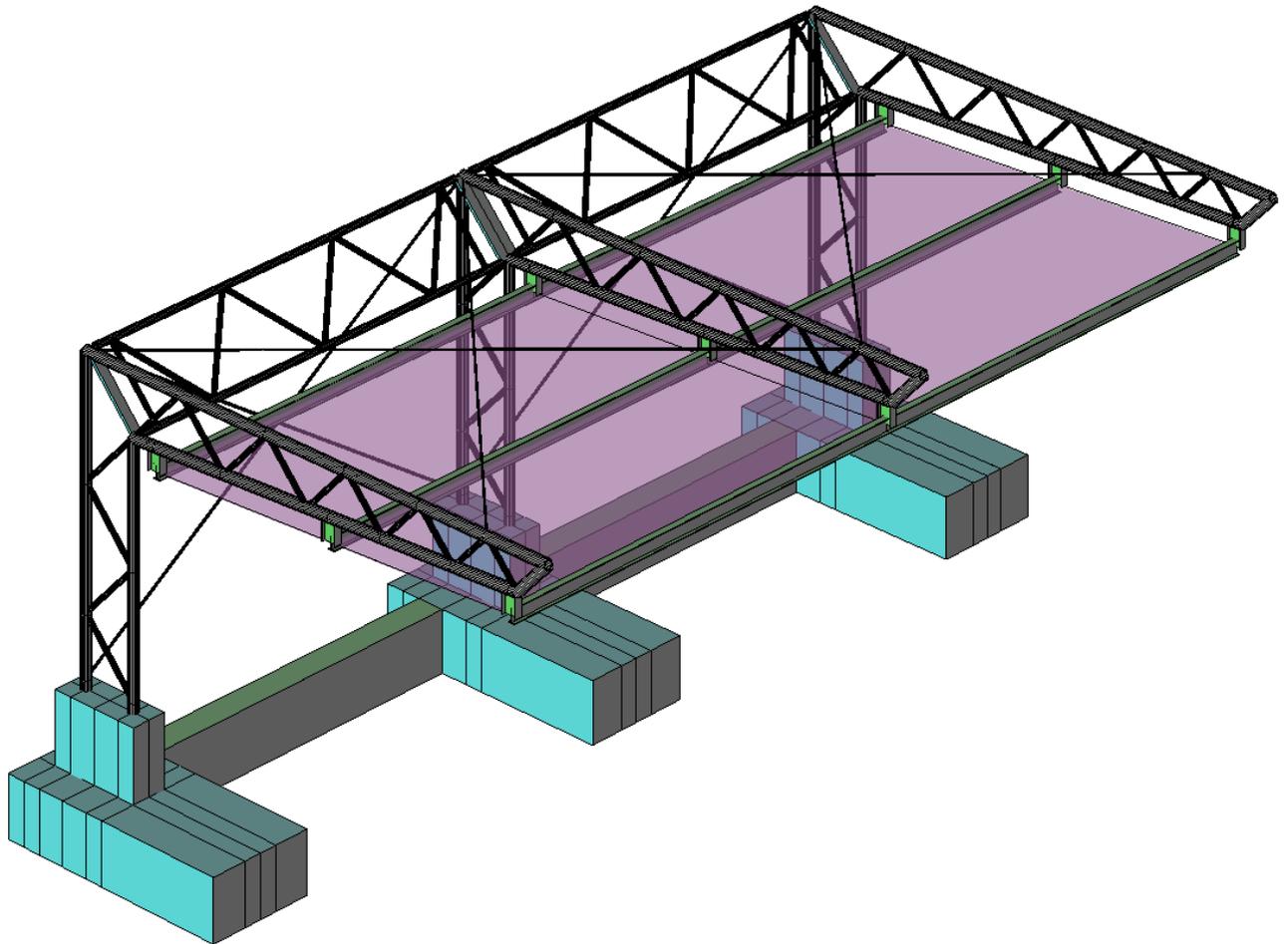
Le fondazioni di tipo superficiale sono costituite da plinti "asimmetrici" di dimensioni 1.20x2.60x0.60h, aventi un baggio per l'ancoraggio dei tirafondi dei montanti di dimensioni 1.00x0.40x0.70h. Il collegamento tra i plinti è effettuato con cordoli 0.30 x 0.60h.

AUTOSTRADA A14 BOLOGNA-BARI-TARANTO
NUOVO SVINCOLO DI FANO NORD
PROGETTO DEFINITIVO
RELAZIONE STRUTTURALE TETTOIA PARCHEGGI AUTOVETTURE

Doc.:	PCM129
Rev.:	1 – Novembre 2011
Data:	Ottobre 2010
Pag.:	Pag. 4 di 25

MODELLO TRIDIMENSIONALE

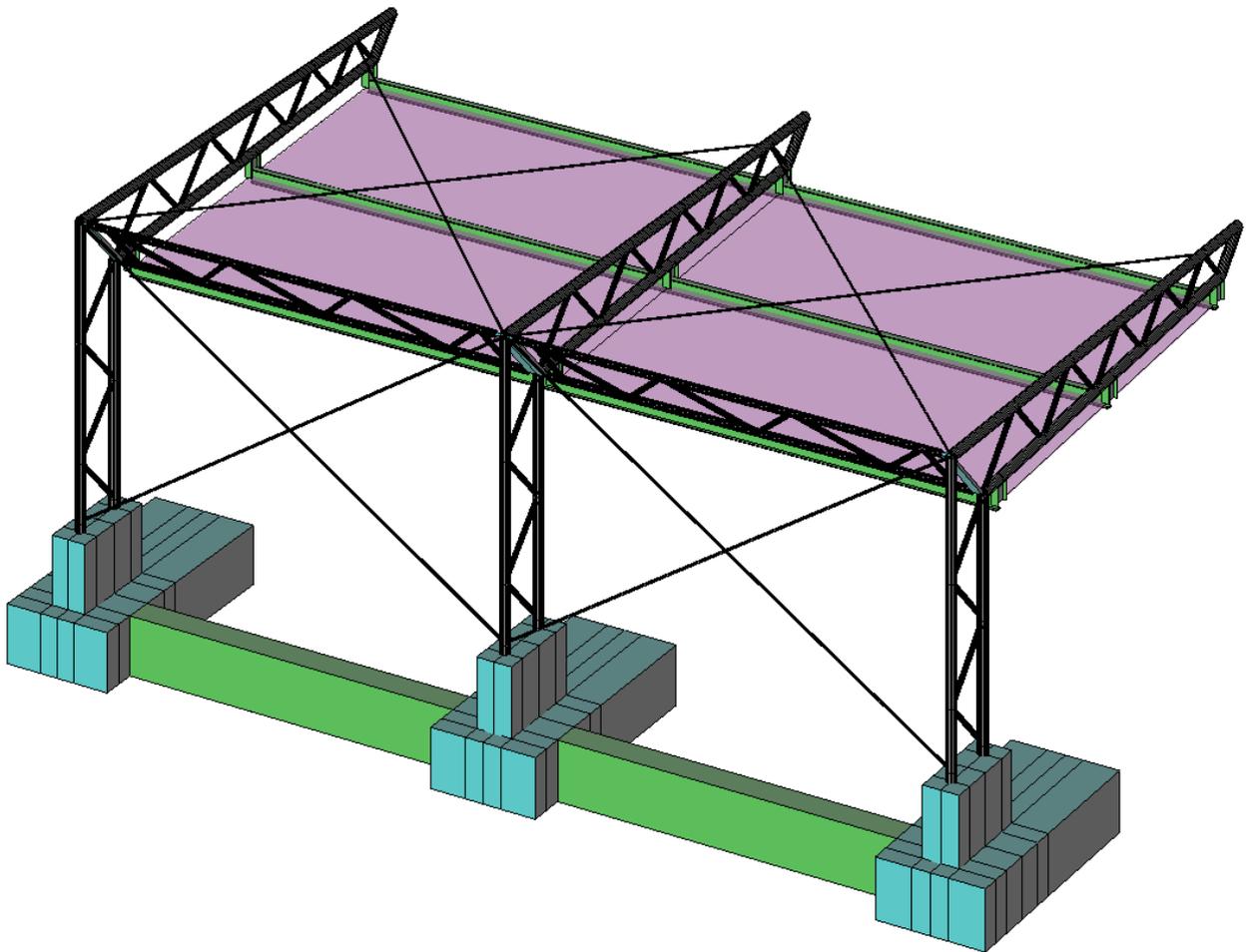
TETTOIA PARCHEGGI AUTOVETTURE 1/2



AUTOSTRADA A14 BOLOGNA-BARI-TARANTO
NUOVO SVINCOLO DI FANO NORD
PROGETTO DEFINITIVO
RELAZIONE STRUTTURALE TETTOIA PARCHEGGI AUTOVETTURE

Doc.:	PCM129
Rev.:	1 – Novembre 2011
Data:	Ottobre 2010
Pag.:	Pag. 5 di 25

MODELLO TRIDIMENSIONALE TETTOIA PARCHEGGI AUTOVETTURE 2/2



AUTOSTRADA A14 BOLOGNA-BARI-TARANTO
NUOVO SVINCOLO DI FANO NORD
PROGETTO DEFINITIVO
RELAZIONE STRUTTURALE TETTOIA PARCHEGGI AUTOVETTURE

Doc.:	PCM129
Rev.:	1 – Novembre 2011
Data:	Ottobre 2010
Pag.:	Pag. 6 di 25

3. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

3.1 STRUTTURE IN C.A. E ACCIAIO

- **C.N.R. n° 10011-85 del 18/04/1985** - Costruzioni di acciaio - Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione e successive modificazioni ed integrazioni di cui alle CNR 10011-97 del 21/12/1997;
- **UNI ENV 1993-1-1 Giugno 1994** – “Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture in acciaio. Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici ”;
- **UNI ENV 1993-1-4 Ottobre 1999** – “Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture in acciaio. Parte 1-4: Criteri supplementari per acciai inossidabili”;
- **NUOVE NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI – DM 14 gennaio 2008** – “ Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche”;
- **CIRCOLARE 2 febbraio 2009 , n. 617** “Istruzioni per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008, (GU n. 47 del 26-2-2009 - Suppl. Ordinario n.27)”.

4. MATERIALI PRESCRITTI

I materiali prescritti per l'esecuzione dell'opera sono:

- Calcestruzzo magro per sottofondazioni di classe C 12/15 con almeno 200 kg/mc di cemento;
- Calcestruzzo di classe C 25/30 – Classe di esposizione XC2 per strutture di fondazione – dosaggio minimo di cemento 300 kg/mc – Rapporto a/c max = 0.60 – Lavorabilità S3 – S5;
- Acciai in reti e barre di aderenza migliorata per l'esecuzione delle opere in c.a. del tipo B450C (ex. FeB 44k) controllato in stabilimento.
- Acciai per carpenterie metalliche laminati del tipo S355J2G3 rispondenti alle norme EN 10025-1÷6;
- Acciai per carpenterie metalliche laminati in forma di profilati cavi del tipo S275J2G3 rispondenti alle norme EN 10210-1;
- Acciai per accessori metallici del tipo S355J2G3 rispondenti alle norme EN 10025-1÷6;
- Acciai per lamiere gregate e profili formati a freddo del tipo S275J2G3 rispondenti alle norme EN 14782;
- Acciai per tiranti metallici, di caratteristiche dell'acciaio almeno pari al tipo S355J2G3 rispondenti alle norme EN 10025-1÷6;
- Tirafondi costituiti da barre filettate in acciaio di caratteristiche di resistenza non inferiore alla classe 8.8 secondo UNI EN 898 parte I (riferimento UNI 5712) con dadi di classe 8 secondo UNI EN 20898 parte II (riferimento UNI 5713);
- Bulloni ad alta resistenza per le unioni acciaio-acciaio conformi per le caratteristiche dimensionali delle viti alle UNI 5712 e per quelle dei dadi alle UNI 5713 appartenenti alla classe 8.8 e 8 della UNI 3740;
- Saldature manuali effettuate ad arco con elettrodi rivestiti E44 aventi caratteristiche di classe 2, 3, 4 secondo UNI 5132, per spessori inferiori a 30 mm e classe 4B per spessori superiori;
- Zincatura a caldo secondo le indicazioni delle UNI 5744.

Per tali materiali non si sono superate nei calcoli le seguenti tensioni:

• CALCESTRUZZO

Per C 25/30

COMPRESSIONE

$$f_{cd} = 0.85 \times 0.83 \times R_{ck} / \gamma_{m,c} = 0.85 \times 0.83 \times 30 / 1.5 = 14.11 \text{ N/mm}^2$$

dove:

f_{cd} = resistenza di calcolo a compressione del materiale;

R_{ck} = resistenza caratteristica cubica a compressione del conglomerato cementizio a 28 giorni;

$\gamma_{m,c}$ = coefficiente parziale di sicurezza del conglomerato cementizio.

• ACCIAIO PER ARMATURA LENTA

La resistenza di calcolo dell'acciaio f_{yd} è definita mediante l'espressione:

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_{m,s} = 450 / 1.15 = 391.3 \text{ N/mm}^2$$

dove:

f_{yk} = tensione caratteristica di snervamento;

AUTOSTRADA A14 BOLOGNA-BARI-TARANTO

NUOVO SVINCOLO DI FANO NORD

PROGETTO DEFINITIVO

RELAZIONE STRUTTURALE TETTOIA PARCHEGGI AUTOVETTURE

Doc.:	PCM129
Rev.:	1 – Novembre 2011
Data:	Ottobre 2010
Pag.:	Pag. 8 di 25

$\gamma_{m,s}$ = coefficiente di sicurezza del materiale, pari in questo caso a 1.15.

In sede di progettazione si sono assunti convenzionalmente i seguenti valori nominali delle proprietà del materiale:

- Modulo elastico: $E = 210.000 \text{ N/mm}^2$;
- Modulo di elasticità trasversale: $G = E/2(1+\nu)$;
- Coefficiente di Poisson : $\nu = 0.3$;
- Coefficiente di espansione termica lineare ($T \leq 100^\circ\text{C}$): $\alpha = 12 \times 10^{-6} \text{ per } ^\circ\text{C}^{-1}$;
- Densità: $\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$.

Il coefficiente di omogeneizzazione è stato assunto pari a 15.

Tuttavia, allo scopo di contenere la fessurazione nel calcestruzzo (SLE, combinazioni delle azioni frequente e quasi permanente, come da normativa), non sono stati superati, tassi di lavoro dell'ordine di quanto prescritto nelle tabelle di seguito riportate:

- **UNI-ENV 1992/1/1:1993**

Diametri massimi per le barre ad aderenza migliorata

Tensione nell'acciaio (Mpa)	Diametro massimo delle barre (mm)	
	c.a. ordinario	c.a. precompresso
160	32	25
200	25	16
240	20	12
280	16	8
320	12	6
360	10	5
400	8	4
450	6	-

Spaziature massime per le barre ad aderenza migliorata

Tensione nell'acciaio (Mpa)	Spaziatura massima delle barre (mm)		
	flessione pura	trazione pura	sezioni precomprese (flessione)
160	300	200	200
200	250	150	150
240	200	125	100
280	150	75	50
320	100	-	-
360	50	-	-

- prEN 1992/1/1:2003

Maximum bar diameters ϕ_s for crack control

Steel stress* (Mpa)	Maximum bar size (mm)		
	$w_k = 0,4$ mm	$w_k = 0,3$ mm	$w_k = 0,2$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	5
400	8	6	4
450	6	5	-

*Note: Under the relevant combinations of actions

Maximum bar spacing for crack of actions

Steel stress* (Mpa)	Maximum bar spacing (mm)		
	$w_k = 0,4$ mm	$w_k = 0,3$ mm	$w_k = 0,2$ mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

*Note: Under the relevant combinations of actions

Per quanto attiene ai copriferrì, secondo quanto raccomandato dall'AGI, per le strutture di fondazione $c > 40$ mm.

- **ACCIAIO PER CARPENTERIA METALLICA**

La resistenza di calcolo dell'acciaio f_{yd} è definita mediante l'espressione:

- Acciai tipo S275J2G3

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_{m,s} = 275 / 1.05 = 261.9 \text{ N/mm}^2$$

dove:

f_{yk} = tensione caratteristica di snervamento;

$\gamma_{m,s}$ = coefficiente di sicurezza del materiale, pari in questo caso a 1.05.

- Acciai tipo S355J2G3

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_{m,s} = 355 / 1.05 = 338.09 \text{ N/mm}^2$$

dove:

AUTOSTRADA A14 BOLOGNA-BARI-TARANTO

NUOVO SVINCOLO DI FANO NORD

PROGETTO DEFINITIVO

RELAZIONE STRUTTURALE TETTOIA PARCHEGGI AUTOVETTURE

Doc.:	PCM129
Rev.:	1 – Novembre 2011
Data:	Ottobre 2010
Pag.:	Pag. 10 di 25

f_{yk} = tensione caratteristica di snervamento;

$\gamma_{m,s}$ = coefficiente di sicurezza del materiale, pari in questo caso a 1.05.

PROFILATI, BARRE, LARGHI PIATTI, LAMIERE						
Simbolo	Simbolo UNI	Caratteristiche		S235 ⁽¹⁾	S275 ⁽¹⁾	S355 ⁽¹⁾
f_t	R_m	Tensione di rottura a trazione [N/mm ²]		$\geq 340^{(2)}$ $\leq 470^{(2)}$	$\geq 410^{(3)}$ $\leq 560^{(3)}$	$\geq 490^{(4)}$ $\leq 630^{(4)}$
f_y	R_e	Tensione di snervamento [N/mm ²]		$\geq 235^{(5)}$	$\geq 275^{(6)}$	$\geq 355^{(7)}$
KV	KV	Resilienza KV (J) ⁽⁸⁾	JR +20°C	≥ 27	≥ 27	≥ 27
			JO 0°C	≥ 27	≥ 27	≥ 27
			J2G3 -20°C	≥ 27	≥ 27	≥ 27
			K2G3 -20°C	-	-	≥ 40
ϵ_t	A_{min}	Allungamento percentuale a rottura ($L_0=5.65 \sqrt{A_0}$)		$\geq 24^{(9)}$	$\geq 20^{(9)}$	$\geq 20^{(9)}$
		- per lamiere - per barre, profilati, larghi piatti		$\leq 26^{(10)}$	$\leq 22^{(10)}$	$\leq 22^{(10)}$

(1) Rientrano in questi tipi di acciai, oltre agli acciai S235, S275 ed S355 nei gradi JR,JO,J2G3 e K2G3 della UNI EN 10025 (febbraio 1992), anche altri tipi di acciai purchè rispondenti alle caratteristiche indicate in questo prospetto.

(2) Per spessori maggiori di 3 mm fino a 100 mm.

(3) Per spessori maggiori di 3 mm fino a 100 mm.

(4) Per spessori maggiori di 3 mm fino a 100 mm.

(5) Per spessori fino a 16 mm; per spessori maggiori di 16 mm fino a 40 mm è ammessa la riduzione di 10 N/mm²; per spessori maggiori di 40 mm fino a 100 mm è ammessa la riduzione di 20 N/mm².

(6) Per spessori fino a 16 mm; per spessori maggiori di 16 mm fino a 40 mm è ammessa la riduzione di 10 N/mm²; per spessori maggiori di 40 mm fino a 63 mm è ammessa la riduzione di 20 N/mm²; per spessori maggiori di 63 mm fino a 80 mm è ammessa la riduzione di 30 N/mm²; per spessori maggiori di 80 mm fino a 100 mm è ammessa la riduzione di 40 N/mm².

(7) Per spessori fino a 16 mm; per spessori maggiori di 16 mm fino a 40 mm è ammessa la riduzione di 10 N/mm²; per spessori maggiori di 40 mm fino a 63 mm è ammessa la riduzione di 20 N/mm²; per spessori maggiori di 63 mm fino a 80 mm è ammessa la riduzione di 30 N/mm²; per spessori maggiori di 80 mm fino a 100 mm è ammessa la riduzione di 40 N/mm².

(8) Per spessori maggiori di 10 mm fino a 100 mm.

(9) Da provette trasversali per lamiere, nastri e larghi piatti con larghezza ≥ 600 mm; per spessori maggiori di 3 mm fino a 40 mm; per spessori maggiori di 40 mm fino a 63 mm è ammessa la riduzione di 1 punto; per spessori maggiori di 63 mm fino a 100 mm è ammessa la riduzione di 2 punti.

(10) Da provette longitudinali per barre, laminati mercantili, profilati e larghi piatti con larghezza < 600 mm; per spessori maggiori di 3 mm fino a 40 mm; per spessori maggiori di 40 mm fino a 63 mm è ammessa la riduzione di 1 punto; per spessori maggiori di 63 mm fino a 100 mm è ammessa la riduzione di 2 punti.

AUTOSTRADA A14 BOLOGNA-BARI-TARANTO
NUOVO SVINCOLO DI FANO NORD
PROGETTO DEFINITIVO
RELAZIONE STRUTTURALE TETTOIA PARCHEGGI AUTOVETTURE

Doc.:	PCM129
Rev.:	1 – Novembre 2011
Data:	Ottobre 2010
Pag.:	Pag. 11 di 25

PROFILI CAVI							
Simbolo	Simbolo UNI	Caratteristiche		S235 ⁽¹⁾	S275 ⁽¹⁾	S355 ⁽¹⁾	
f _t	R _m	Tensione di rottura a trazione [N/mm ²]		≥ 360	≥ 430	≥ 510	
f _y	R _e	Tensione di snervamento [N/mm ²]		≥ 235 ⁽²⁾	≥ 275 ⁽²⁾	≥ 355 ⁽³⁾	
KV	KV	Resilienza KV (J) ⁽⁸⁾	JR	+20°C	≥ 27	≥ 27	≥ 27
			JO	0°C	≥ 27	≥ 27	≥ 27
			J2G3	-20°C	≥ 27	≥ 27	≥ 27
ε _t	A _{min}	Allungamento percentuale a rottura (L ₀ =5.65 √A ₀)		≥ 24	≥ 21	≥ 20	

(1) Rientrano in questi tipi di acciai, oltre agli acciai S235, S275 ed S355 nei gradi JR,JO e J2G3 della UNI 7806 (dicembre 1979), e UNI 7810 (dicembre 1979), anche altri tipi di acciai purché rispondenti alle caratteristiche indicate in questo prospetto.

(2) Per spessori fino a 16 mm; per spessori maggiori di 16 mm fino a 40 mm è ammessa la riduzione di 10 N/mm².

(3) Per spessori fino a 16 mm; per spessori maggiori di 16 mm fino a 35 mm è ammessa la riduzione di 10 N/mm²; per spessori maggiori di 35 mm fino a 40 mm è ammessa la riduzione di 20 N/mm².

• **BULLONI E DADI**

BULLONI E DADI					
	Normali			Ad alta resistenza	
VITI	4.6	5.6	6.8	8.8	10.9
DADI	4	5	6	8	10

I bulloni normali (conformi per le caratteristiche dimensionali alle UNI 5727, UNI 5592 e UNI 5591) e quelli ad alta resistenza (conformi per le caratteristiche dimensionali delle viti alle UNI 5712 e per quelle dei dadi alle UNI 5713) devono appartenere alle classi indicate in tabella della UNI 3740; le classi delle viti e dei dadi devono essere associate nel modo indicato nel prospetto.

5. DESCRIZIONE DEI CARICHI AGENTI

5.1 PESO PROPRIO E PERMANENTI

Il calcolo delle strutture è stato effettuato considerando il peso proprio del manufatto e dei carichi permanenti dovuti ai pannelli di chiusura in lamiera grecata.

Peso proprio tubolari $\phi 108.0$ s=6mm	=	150.9	[N/m]
Peso proprio tubolari $\phi 70.0$ s=5mm	=	80.1	[N/m]
Peso proprio tubolari $\phi 51.0$ s=5mm	=	56.7	[N/m]
Peso proprio aste $\phi 24$	=	35.5	[N/m]
Peso proprio aste $\phi 16$	=	15.8	[N/m]
Peso proprio profili IPE 160	=	158.2	[N/m]
Peso proprio profili IPE 140	=	129.2	[N/m]
Peso proprio lamiera grecata in acciaio zincato sp. 8/10	=	100.0	[N/m ²]

5.2 AZIONI ACCIDENTALI

Ai fini della determinazione delle azioni accidentali sono stati considerati gli effetti derivanti dalla presenza di personale per operazioni di manutenzione, vento e della neve sulla struttura.

Si fa riferimento, per il calcolo dei carichi e dei sovraccarichi, al DM 14 Gennaio 2008.

5.2.1 PRESSIONE DEL VENTO

La pressione del vento è data dalla seguente espressione:

$$p = \frac{1}{2} \times \rho \times c_e(z) \times [v_R(T_R)]^2 \times c_D \times c_D \quad (1)$$

dove:

ρ è la densità dell'aria, che può essere assunta pari a 1.25 kg/m³;

v_{ref} è la velocità di riferimento del vento in m/s, definita dalla normativa come il valore massimo della velocità media su un intervallo di tempo di 10 minuti del vento, misurata a 10 metri dal suolo, su un sito di II° categoria. Tale velocità corrisponde ad un periodo di ritorno di 50 anni, ovvero ad una probabilità di essere superata in un anno pari al 2%.

In mancanza di apposite indagini statistiche, che tengano conto della scabrezza del sito, della topografia del terreno e della direzione del vento, la medesima norma stabilisce che, per la regione Marche (zona 3) ad altezze inferiori ad $a_0 = 500$ m (parametro di macrozonazione per il vento, legato alla regione dove sorge la costruzione) sul livello del mare, il valore di v_{ref} sia considerato pari a:

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

$c_e(z)$ è il coefficiente di esposizione delle pressioni, dipende dall'altezza della costruzione z dal suolo, dalla rugosità del terreno, dalla topografia del terreno e dall'esposizione del sito ove sorge il manufatto.

Il valore è ricavabile dalle seguenti espressioni:

AUTOSTRADA A14 BOLOGNA-BARI-TARANTO

NUOVO SVINCOLO DI FANO NORD

PROGETTO DEFINITIVO

RELAZIONE STRUTTURALE TETTOIA PARCHEGGI AUTOVETTURE

Doc.:	PCM129
Rev.:	1 – Novembre 2011
Data:	Ottobre 2010
Pag.:	Pag. 13 di 25

$$c_e = k_r^2 \times c_t \times \ln(z/z_0) \times ((7 + c_t \times \ln(z/z_0))) \quad \text{per } z \geq z_{\min}$$

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

dove:

k_r, z_0, z_{\min} sono assegnati in funzione della posizione geografica del sito ove sorge la costruzione e della classe di rugosità. Nel caso in esame poiché ci si trova entro i 10 km dal mare ed ad una altitudine inferiore ai 500 m, per la II^a categoria, classe di rugosità C, valgono rispettivamente:

k_r 0.19

$z_0(m)$ 0.05

$z_{\min}(m)$ 4.00

z è l'altezza della costruzione sul suolo pari al massimo a 3.10 m circa

c_t è il coefficiente di topografia, pari, in questo caso ad 1.00;

Nel caso specifico poiché $z < z_{\min}$ si ha:

$$c_e(z_{\min}) = 0.19^2 \times 1,0 \times \ln(4.00/0.05) \times ((7 + 1,0 \times \ln(4.00/0.05))) = 1.80 \quad \text{per } z > z_{\min}$$

c_p è il coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico), funzione della tipologia e della geometria della costruzione del suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Il suo valore può essere ricavato dai dati suffragati da un'opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento, pari in questo caso a:

- per tettoie e pensiline ad un solo spiovente piano si assume $c_{pe} = 1.2 \times (1 + \sin \alpha) = 1.2$.

c_d è il coefficiente dinamico con cui si tiene conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alle vibrazioni strutturali pari in questo caso a 1.00.

Sostituendo quanto sopra riportato nella relazione (1), si ha:

$$p_e = \frac{1}{2} \times 1.25 \times 1.80 \times 27^2 \times 1.2 \times 1.0 = \pm 984.2 \text{ [N/m}^2] \quad \text{per } z < z_{\min}$$

Per un interasse $i = 2.18$ m, tra i collegamenti trasversali dei portali, dovuto alle travi IPE 140, si ottiene:

$$p_e = 984.2 \times 2.18 = 2145.5 \text{ [N/m]} = 215.0 \text{ [daN/m]}$$

5.2.2 AZIONE RADENTE DEL VENTO

L'azione radente per unità di superficie parallela alla direzione del vento è data dall'espressione:

$$p_f = c_f \times \frac{1}{2} \times \rho \times c_e(z) \times [V_R(T_R)]^2 \quad (2)$$

dove:

c_f è il coefficiente d'attrito funzione della scabrezza della superficie sulla quale il vento esercita l'azione tangente.

In assenza di più precise valutazioni suffragate da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento, si assumeranno, i valori riportati nella tabella:

Superficie	Coefficiente d'attrito c_f
Liscia (acciaio, cemento a faccia liscia,...)	0.01
Scabra (cemento a faccia scabra, catrame,...)	0.02
Molto scabra (ondulata, costolata, piegata,...)	0.04

AUTOSTRADA A14 BOLOGNA-BARI-TARANTO

NUOVO SVINCOLO DI FANO NORD

PROGETTO DEFINITIVO

RELAZIONE STRUTTURALE TETTOIA PARCHEGGI AUTOVETTURE

Doc.:	PCM129
Rev.:	1 – Novembre 2011
Data:	Ottobre 2010
Pag.:	Pag. 14 di 25

L'azione tangente del vento viene applicata alla lamiera grecata in acciaio 8/10 a cui corrisponde un coefficiente d'attrito $c_f = 0.04$ per cui si ottiene:

$$p_f = 32.8 \text{ [N/m}^2\text{];}$$

anche questa andrà applicata ad un interasse di 2.18 m tra i collegamenti trasversali dei portali, pertanto si ottiene:

$$p_e = 32.8 \times 2.18 = 72.0 \text{ [N/m]}$$

5.2.3 CARICO NEVE

Il carico provocato dalla neve sulle coperture sarà valutato mediante la seguente espressione:

$$q_s = \mu_j \times q_{sk} \times C_E \times C_t \quad (1)$$

Si ipotizza che il carico agisca in direzione verticale e lo si riferisce alla proiezione orizzontale della superficie della copertura.

Dove:

q_s è il carico neve sulla copertura

μ_j è il coefficiente di forma della copertura. Per quanto attiene al coefficiente di forma, considerato l'angolo α , formato dalla falda con l'orizzontale, espresso in gradi sessagesimali, si è fatto riferimento alla seguente tabella:

COEFFICIENTI DI FORMA	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ \leq \alpha \leq 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
μ_1	0.8	$0.8(60-\alpha)/30$	0
μ_2	$0.8+(0.8 \cdot \alpha)/30$	1.6	0

I coefficienti μ_j si riferiscono alle coperture ad una o più falde e sono da valutare in funzione di α .

Nel nostro caso assumeremo che la neve non sia impedita di scivolare e che il coefficiente di forma non può essere assunto inferiore al valore seguente:

$$\mu_j = \mu_1 = 0.8$$

q_{sk} è il valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo $[\text{kN/m}^2]$. Il carico neve al suolo dipende dalle condizioni locali di clima e di esposizione, considerata la variabilità di precipitazione nevosa da zona a zona.

In mancanza di adeguate indagini statistiche e specifici studi locali, che tengano conto sia dell'altezza del manto nevoso che della sua densità, il carico di riferimento neve al suolo, per località poste a quota inferiore a 1500 m sul livello del mare, non potrà essere assunto minore di quello calcolato con la relazione di seguito indicata (cui si corrispondono valori associati ad un periodo di ritorno pari a 200 anni).

Nel caso in esame, poiché la provincia di Pesaro e Urbino ricade in zona I-Mediterranea, si adottano le espressioni:

$$q_{sk} = 1.50 \quad [\text{kN/m}^2] \quad a_s \leq 200 \text{ m}$$

$$q_{sk} = 1.35 \cdot [1 + (a_s/602)^2] \quad [\text{kN/m}^2] \quad a_s > 200 \text{ m}$$

AUTOSTRADA A14 BOLOGNA-BARI-TARANTO**NUOVO SVINCOLO DI FANO NORD**

PROGETTO DEFINITIVO

RELAZIONE STRUTTURALE TETTOIA PARCHEGGI AUTOVETTURE

Doc.:	PCM129
Rev.:	1 – Novembre 2011
Data:	Ottobre 2010
Pag.:	Pag. 15 di 25

- a_s è la quota dell'altitudine di riferimento sul livello del mare nel sito di realizzazione dell'opera. Nel caso in esame va considerata la prima delle due espressioni in quanto il manufatto si trova ad un'altitudine dal livello del mare minore dei 200 m ($a_s \approx 22$ m s.l.m.);
- C_E è il coefficiente di esposizione, che deve essere utilizzato per modificare il valore del carico neve in copertura in funzione delle caratteristiche specifiche dell'area in cui sorge l'opera. Valori consigliati del coefficiente di esposizione per diverse classi di topografia sono forniti dalla seguente tabella:

TOPOGRAFIA	DESCRIZIONE	C_E
Battuta dai venti	Aree pianeggianti non ostruite esposte su tutti i lati senza costruzioni o alberi più alti	0,9
Normale	Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi	1,0
Riparata	Aree in cui la costruzione è sensibilmente più bassa del circostante terreno o accerchiata da costruzioni o alberi più alti	1,1

In questo caso si assume $C_E = 1,0$;

- C_t è il coefficiente termico. Può essere utilizzato per tener conto della riduzione del carico da neve a causa dello scioglimento della stessa, causata dalla perdita di calore della costruzione. Tale coefficiente tiene conto delle proprietà di isolamento termico del materiale utilizzato in copertura. In assenza di uno specifico e documentato studio, deve essere utilizzato $C_t = 1,0$.

Pertanto sostituendo nella (1) avremo:

$$q_s = 0.8 \times 1.50 \times 1.0 \times 1.0 = 1.2 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

5.2.4 SOVRACCARICHI VARIABILI

Per quanto concerne le intensità dei sovraccarichi variabili, comprensive degli effetti dinamici ordinari, si è fatto riferimento a quanto previsto dalla normativa vigente secondo il seguente prospetto:

AUTOSTRADA A14 BOLOGNA-BARI-TARANTO

NUOVO SVINCOLO DI FANO NORD

PROGETTO DEFINITIVO

RELAZIONE STRUTTURALE TETTOIA PARCHEGGI AUTOVETTURE

Doc.:	PCM129
Rev.:	1 – Novembre 2011
Data:	Ottobre 2010
Pag.:	Pag. 16 di 25

Tabella 3.1.II – Valori dei carichi d'esercizio per le diverse categorie di edifici

Cat.	Ambienti	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]	H_k [kN/m]
A	Ambienti ad uso residenziale. Sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi. (ad esclusione delle aree suscettibili di affollamento)	2,00	2,00	1,00
B	Uffici. Cat. B1 Uffici non aperti al pubblico Cat. B2 Uffici aperti al pubblico	2,00 3,00	2,00 2,00	1,00 1,00
C	Ambienti suscettibili di affollamento Cat. C1 Ospedali, ristoranti, caffè, banche, scuole Cat. C2 Balconi, ballatoi e scale comuni, sale convegni, cinema, teatri, chiese, tribune con posti fissi Cat. C3 Ambienti privi di ostacoli per il libero movimento delle persone, quali musei, sale per esposizioni, stazioni ferroviarie, sale da ballo, palestre, tribune libere, edifici per eventi pubblici, sale da concerto, palazzetti per lo sport e relative tribune	3,00 4,00 5,00	2,00 4,00 5,00	1,00 2,00 3,00
D	Ambienti ad uso commerciale. Cat. D1 Negozi Cat. D2 Centri commerciali, mercati, grandi magazzini, librerie...	4,00 5,00	4,00 5,00	2,00 2,00
E	Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale. Cat. E1 Biblioteche, archivi, magazzini, depositi, laboratori manifatturieri Cat. E2 Ambienti ad uso industriale, da valutarsi caso per caso	$\geq 6,00$ —	6,00 —	1,00* —
F-G	Rimesse e parcheggi. Cat. F Rimesse e parcheggi per il transito di automezzi di peso a pieno carico fino a 30 kN Cat. G Rimesse e parcheggi per transito di automezzi di peso a pieno carico superiore a 30 kN: da valutarsi caso per caso	2,50 —	2 x 10,00 —	1,00** —
H	Coperture e sottotetti Cat. H1 Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione Cat. H2 Coperture praticabili Cat. H3 Coperture speciali (impianti, eliporti, altri) da valutarsi caso per caso	0,50 — —	1,20 — —	1,00 secondo categoria di appartenenza —

* non comprende le azioni orizzontali eventualmente esercitate dai materiali immagazzinati
** per i soli parapetti o partizioni nelle zone pedonali. Le azioni sulle barriere esercitate dagli automezzi dovranno essere valutate caso per caso

• **COPERTURA**

Andrebbe considerato un carico accidentale dovuto alla presenza di personale per la manutenzione utilizzando i carichi di intensità corrispondente alla cat. H1-Coperture praticabili per sola manutenzione:

$$q_{acc} = 0.50 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

ma poiché tale carico non va combinato con l'azione dovuta alla neve (quando la neve è l'azione preponderante con coeff. moltiplicativo pari a 1.5) e poiché quest'ultimo è molto maggiore del carico dovuto al personale per sola manutenzione, nel calcolo verrà considerato solo il carico dovuto alla presenza di neve sulla copertura, pari a:

$$q_s = 1.20 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

6. TERRENO DI SEDIME

6.1 ASPETTI GEOLOGICI

Nei siti in esame sono presenti delle successioni quaternarie sovrastanti un substrato plio-pleistocenico.

SUCCESSIONI QUATERNARIE

Le successioni quaternarie si distinguono in depositi alluvionali attuali (a2), in depositi eluviocolluviali (ec) ed in depositi alluvionali terrazzati (a1).

Deposit alluvionali attuali e recenti (a2)

Ghiaie e sabbie prevalenti, con subordinati livelli limoso – sabbiosi in prossimità dei paleoalvei o degli alvei attuali. Nelle argille e nei limi si ritrovano clasti calcarei di dimensioni variabili da centimetriche a decimetriche, da sub-angolosi a sub-arrotondati, isolati o in lenti. I vari depositi si alternano irregolarmente e si ritrovano con rapporti laterali e verticali di tipo eteropico (Olocene).

Localmente si può osservare la predominanza dei litotipi limoso-sabbiosi.

Tali depositi si rinvencono generalmente fino ad una quota di 15 m dal fondovalle dei principali corsi d'acqua, interessando così gli alvei fluviali e le relative piane alluvionali attuali.

Deposit eluvio-colluviali (ec)

Deposit

Deposit alluvionali terrazzati (a1)

Deposit

L'irregolare ripetizione dei termini a diversa composizione granulometrica non permette una ricostruzione dell'andamento dei corpi sedimentari in assenza di dati puntuali (Pleistocene- Olocene).

I terrazzi alluvionali si rinvencono principalmente in fasce più o meno larghe, e subordinatamente in lembi, lungo i corsi d'acqua principali, raggiungendo, nell'area di studio, quote sino ai 40 m dal fondovalle.

Questi depositi corrispondono ai materiali che da un punto di vista geotecnico sono stati denominati A1 e A2, in funzione della granulometria prevalente (A1 limoso-argillosi e A2 sabbioso-ghiaiosi).

SUCCESSIONI MARINE PLIO-QUATERNARIE

Le successioni marine plio-quaternarie sono rappresentate dai depositi plio-pleistocenici dell'avanfossa adriatica. I depositi di avanfossa s.s. comprendono i sedimenti sabbioso – limosi (Ps) e quelli argilloso-limosi (Pa).

Deposit prevalentemente sabbioso - limosi (Ps)

Sabbie e sabbie limose giallastre e grigie da debolmente a molto addensate, organizzate in modo irregolare in strati di spessore variabile da qualche centimetro fino a bancate metriche.

In prossimità dei lineamenti di faglia si possono rinvenire livelli cementati per percolazione di fluidi.

AUTOSTRADA A14 BOLOGNA-BARI-TARANTO

NUOVO SVINCOLO DI FANO NORD

PROGETTO DEFINITIVO

RELAZIONE STRUTTURALE TETTOIA PARCHEGGI AUTOVETTURE

Doc.:	PCM129
Rev.:	1 – Novembre 2011
Data:	Ottobre 2010
Pag.:	Pag. 18 di 25

Talora si rinvencono, intercalati alle sabbie, livelli metrici di argille e argille marnose grigie sottilmente stratificate, da molto consistenti a dure.

A tali depositi è stata attribuita un'età Pliocenica.

Depositi prevalentemente argillosi (Pa)

Argille e argille limose grigie e verdastre, plastiche, con intercalazioni sottili di lenti e strati di sabbia fine e finissima grigia. Lo spessore delle intercalazioni sabbiose supera raramente il decimetro. Talora si rinvencono livelli millimetrici e centimetrici di gesso in cristalli.

Si ritrovano livelli con abbondanti resti di malacofauna rappresentata da *Macra triangula* e *Spinula subtruncata*.

A questa unità è attribuita un'età Pliocene inferiore - Pleistocene inferiore.

Questi depositi di deposizione marina corrispondono ai materiali che geotecnicamente sono stati denominati P1 e P2, in funzione della granulometria prevalente (P1 limoso-argilloso e P2 sabbioso-ghiaioso).

Da un punto di vista stratigrafico le nuove indagini eseguite hanno evidenziato la presenza di depositi alluvionali recenti sovrapposti ad un substrato plio-pleistocenico. Questi materiali, in funzione della loro granulometria prevalente, sono stati suddivisi nel modo seguente:

- A1 depositi alluvionali attuali e recenti di natura limoso-argillosa
- A2 depositi alluvionali attuali e recenti di natura sabbioso-ghiaiosa
- P1 depositi plio-pleistocenici di natura limoso-argillosa
- P2 depositi plio-pleistocenici di natura sabbioso-ghiaiosa

Nell'ambito dei depositi alluvionali attuali e recenti sono stati distinti materiali a grana fine (terreni tipo A1) e materiali a grana grossa (terreni tipo A2).

Nell'ambito dei depositi plio-pleistocenici sono stati ugualmente distinti materiali a grana fine (terreni tipo P1) e materiali a grana grossa (terreni tipo P2).

NUOVO SVINCOLO DI FANO NORD – STRATIGRAFIA DI RIFERIMENTO

Materiale	da (m)	a (m)
A1	0.0	14.0-15.0
A2	14.0-15.0	18.0-19.0
P1/P2	18.0-19.0	max prof. indagata 35.0

La falda si trova mediamente ad una profondità variabile fra 3.0 e 5.0 m circa dal p.c.

• **Materiali a grana grossa (sabbie e ghiaie) – Formazioni A2 e P2**

In conseguenza del fatto che nei terreni a grana grossa risulta difficile prelevare campioni indisturbati, la caratterizzazione geotecnica di tali terreni è affidata principalmente all'interpretazione delle prove in sito (prove SPT) e delle prove di laboratorio di classificazione effettuate su campioni rimaneggiati.

N_{SPT}

Materiale A2

Le resistenze N_{SPT} incontrate negli strati ghiaioso sabbiosi nelle varie verticali di interesse risultano variabili e pari a $20 \leq N_{SPT} \leq 75$

Materiale P2

AUTOSTRADA A14 BOLOGNA-BARI-TARANTO

NUOVO SVINCOLO DI FANO NORD

PROGETTO DEFINITIVO

RELAZIONE STRUTTURALE TETTOIA PARCHEGGI AUTOVETTURE

Doc.:	PCM129
Rev.:	1 – Novembre 2011
Data:	Ottobre 2010
Pag.:	Pag. 19 di 25

Questo materiale è caratterizzato da valori di resistenza penetrometrica dinamica $N_{SPT} > 40-50$ colpi/30 cm. Si registrano locali valori anche < 25 colpi/30cm legati probabilmente a fenomeni di instabilità del fondo-foro durante l'esecuzione della prova.

Peso di volume naturale

Materiale A2

Il peso di volume naturale (γ_n) può essere assunto pari a $\gamma_n = 19 \div 20$ kN/m³.

Materiale P2

Il peso di volume naturale (γ_n) è compreso tra 18 e 21 kN/m³

Angolo d'attrito

Materiale A2

La resistenza al taglio in termini di angolo di attrito (φ'), determinata sulla base dei risultati delle prove SPT nei materiali a grana grossa può essere assunta rispettivamente pari a $\varphi' = 37^\circ \div 39^\circ$.

Materiale P2

La resistenza al taglio in termini di angolo di attrito (φ'), determinata sulla base dei risultati delle suddette prove SPT, può essere assunta pari a $\varphi' = 38^\circ-40^\circ$. A conferma di tali valori sono disponibili anche alcune prove di taglio diretto che forniscono valori di 37° e 43° su campioni del substrato a prevalente contenuto sabbioso (60% di sabbia).

Il modulo iniziale di Young (E_0) e velocità delle onde di taglio

Materiale A2

$V_s = 200-350$ m/s

$G_0 = 80-220$ MPa

$E_0 = 200-400$ MPa

Materiale P2

$V_s = 300-400$ m/s

$G_0 = 150-300$ MPa

$E_0 = 300-600$ MPa

Per la stima dei moduli di deformabilità "operativi", da associare allo specifico problema, possono essere fatte le seguenti assunzioni:

Nel calcolo dei cedimenti delle fondazioni i moduli di Young "operativi" E_{op1} sono pari a circa 1/5 di quelli iniziali E_0 ;

- **Materiali a grana fine (limi e argille) saturi**

La caratterizzazione geotecnica dei terreni a grana fine è affidata sia all'interpretazione delle prove di laboratorio sia all'interpretazione delle prove in sito.

N_{SPT}

Materiale A1

I valori risultano normalmente pari a $5 \leq N_{SPT} \leq 20$ colpi/30 cm.

Materiale P1

I valori N_{SPT} sono generalmente variabili tra 30 e 60 colpi/30cm.

Peso di volume naturale

Materiale A1

AUTOSTRADA A14 BOLOGNA-BARI-TARANTO

NUOVO SVINCOLO DI FANO NORD

PROGETTO DEFINITIVO

RELAZIONE STRUTTURALE TETTOIA PARCHEGGI AUTOVETTURE

Doc.:	PCM129
Rev.:	1 – Novembre 2011
Data:	Ottobre 2010
Pag.:	Pag. 20 di 25

Il peso di volume naturale (γ_n) risulta compreso tra 18.5 ÷ 20.5 kN/m³

Materiale P1

Il peso di volume naturale (γ_n) risulta compreso tra $\gamma_n = 19.5 \div 21.5$ kN/m³

Parametri di resistenza al taglio

Materiale A1

$c_p' = 2 \div 8$ kPa = intercetta di coesione;

$\phi_p' = 26^\circ \div 27^\circ$ = angolo di attrito.

Materiale P1

$c_p' = 10 \div 20$ kPa = intercetta di coesione

$\phi_p' = 26^\circ \div 30^\circ$ = angolo di attrito

Si fornisce nel seguito una tabella riassuntiva con i parametri geotecnici che sono stati utilizzati in questa fase progettuale (Progetto Definitivo).

LOTTO1			
Materiale	Peso di volume γ_n (kN/m ³)	Parametri di resistenza	Parametri di deformabilità
A1	18.5-20.5	$c_u=30-60$ kPa $c'=2-8$ kPa $\phi'=26^\circ-27^\circ$	$E_{op}=5-7$ MPa
A2	19.0-20.0	$\phi'=37^\circ-39^\circ$	$E_0=200-400$ MPa
P1	19.5-21.5	$c_u \geq 200$ kPa $c'=10-20$ kPa $\phi'=26^\circ-30^\circ$	$E_{op}=50$ MPa
P2	18.0-21.0	$\phi'=38^\circ-40^\circ$	$E_0=300-600$ MPa

Essendo:

γ_n	=	peso di volume naturale (kN/m ³)
c_u	=	resistenza al taglio non drenata (kPa)
c'	=	resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci (kPa)
ϕ'	=	angolo d'attrito in termini di sforzi efficaci
E_{op}	=	modulo elastico "operativo"

E_0 = modulo elastico iniziale

6.2 CARATTERIZZAZIONE DEL SOTTOSUOLO

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, deve essere valutata l'influenza delle condizioni litologiche e morfologiche locali sulle caratteristiche del moto del suolo in superficie (poiché l'azione sismica delle costruzioni è generata dal moto non uniforme del terreno di sedime per effetto della propagazione delle onde sismiche), pertanto si utilizza la classificazione dei terreni descritta dalle norme e in accordo con il terreno della zona in esame.

La caratterizzazione del tipo di sottosuolo è data dal parametro denominato "average shear wave velocity" $v_{s,30}$, che è una sorta di velocità equivalente delle onde di taglio nei primi 30 m di sottosuolo. In assenza di determinazioni di velocità di onde di taglio si possono utilizzare i parametri dei risultati delle prove penetrometriche dinamiche SPT.

L'EC 8 e le "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni", D.M. 14 Gennaio 2008 prevedono 7 diversi tipi di sottosuolo, di cui i primi 5 sono identificati con le lettere da A ad E e gli altri due come S1 ed S2. Per ciascuno di essi sono sinteticamente descritti i profili stratigrafici ed i valori di specifici parametri meccanici ($v_{s,30}$, N_{spt} , c_u).

In sintesi la classificazione individua sottosuoli a rigidità via via decrescente, a partire dal sottosuolo tipo A, costituito da roccia affiorante o terreni molto rigidi, fino a sottosuoli S1 ed S2, molto deformabili e suscettibili di fenomeni di rottura per la sola azione sismica e pertanto per questi ultimi due tipi di terreno è necessario effettuare studi specifici per la determinazione delle azioni sismiche.

La classificazione del terreno si effettua in base ai valori della velocità di propagazione delle onde di taglio entro i primi 30m di profondità. Per le fondazioni superficiali tale profondità è riferita al piano di imposta della stessa. La classificazione può essere effettuata in base ai valori del numero equivalente di colpi della prova penetrometrica dinamica nei terreni a grana grossa e dalla resistenza non drenata equivalente nei terreni a grana fine.

Il terreno di fondazione è caratterizzato da suoli di tipo **D**, rappresentato da "depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o terreni a grana fina scarsamente consistenti, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità, con valori di $v_{s,30}$ inferiori a 180 m/s ($N_{spt} < 15$, $c_u < 70$ kPa.).

6.3 COSTANTI ELASTICHE DEL TERRENO

La valutazione del coefficiente di reazione del terreno k_s (kN/m^3) è alquanto difficile trattandosi di un parametro che riflette in modo globale il complesso comportamento carichi-spostamenti-tempo del sistema struttura-terreno. I valori ritrovati nella letteratura sono i seguenti :

Terreno	k_s (kN/m^3)
Roccia coerente normal consolidata	10.000 ÷ 50.000
Roccia coerente sovraconsolidata	150.000 ÷ 250.000
Sabbia e ghiaia compatta	100.000 ÷ 300.000
Sabbia molto sciolta	< 4.000
Sabbia sciolta	4.000 ÷ 12.500
Sabbia mediamente sciolta	12.500 ÷ 30.000
Sabbia mediamente compatta	30.000 ÷ 75.000

AUTOSTRADA A14 BOLOGNA-BARI-TARANTO

NUOVO SVINCOLO DI FANO NORD

PROGETTO DEFINITIVO

RELAZIONE STRUTTURALE TETTOIA PARCHEGGI AUTOVETTURE

Doc.:	PCM129
Rev.:	1 – Novembre 2011
Data:	Ottobre 2010
Pag.:	Pag. 22 di 25

Sabbia compatta	75.000 ÷ 150.000
Sabbia molto compatta	> 150.000
Sabbia argillosa mediamente compatta	32.000 ÷ 80.000
Sabbia limosa mediamente compatta	24.000 ÷ 48.000
Terreno argilloso:	
$q_u \leq 200\text{kPa}$	12.000 ÷ 24.000
$200 \leq q_u \leq 400\text{kPa}$	24.000 ÷ 48.000
$q_u > 400\text{kPa}$	> 48.000

Per la valutazione teorica del coefficiente di reazione verticale si ricorre al modulo di elasticità operativo E. Nel caso di superficie nastriforme di larghezza b, e strato compressibile di potenza H e natura E dalla letteratura si trova:

$$k_s = \frac{2 \times E}{b \log_e \left(\frac{b + 2H}{b} \right)} = 0.256 \text{ [kg/cm}^3\text{]}$$

dove:

- b = 120 cm dimensione media della striscia di carico nastriforme
 E = 5 Mpa = 50 kg/cm² modulo di elasticità operativo
 H = 1500 cm potenza media dello strato compressibile considerato.

6.4 RESISTENZA AI CARICHI SUPERFICIALI

Nel presente paragrafo si è determinata la resistenza del terreno ai carichi superficiali. La determinazione di tale resistenza, in sostanza definisce il valore della forza che, distribuita su una porzione limitata di terreno, produce le condizioni di rottura del semispazio plastico. Poiché una soluzione analitica esatta di questo problema non esiste, il valore del carico di rottura q_p si determina con la soluzione proposta da Terzaghi nella quale i fattori di stabilità sono funzione dei parametri geotecnici del terreno. Pertanto si ha:

$$q_p = c' N_c + q_0 N_q + \gamma b N_\gamma$$

La tettoia parcheggi sarà posta sullo strato di terreno avente le caratteristiche dell' argilla decompressa tra 0.0 e 15m di profondità. Per tale strato di terreno si assume a favore di sicurezza $\gamma = 19.0 \text{ kN/m}^3$, $c' = 0 \text{ kPa}$ e $\phi' = 26^\circ$, poiché per la NTC2008 i parametri del terreno $\tan\phi'$ e c' vanno ridotti del fattore 1.25 si ha:

$$\phi' = 21,3^\circ,$$

e dunque dalla soluzione proposta da Terzaghi di cui alla figura seguente si ha:

AUTOSTRADA A14 BOLOGNA-BARI-TARANTO

NUOVO SVINCOLO DI FANO NORD

PROGETTO DEFINITIVO

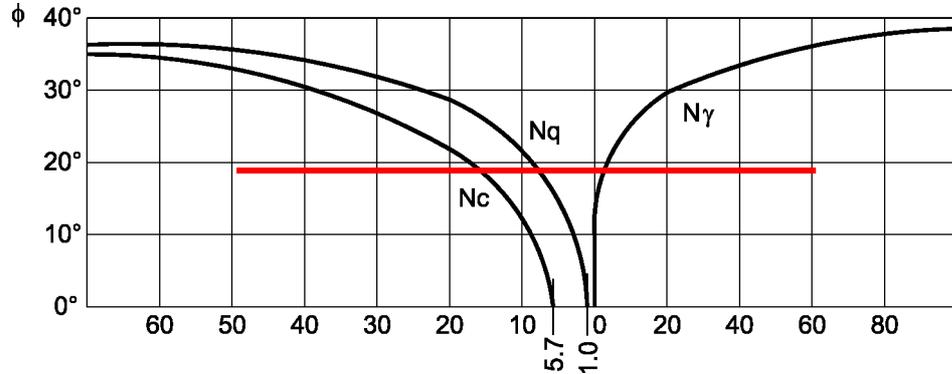
RELAZIONE STRUTTURALE TETTOIA PARCHEGGI AUTOVETTURE

Doc.: PCM129

Rev.: 1 – Novembre 2011

Data: Ottobre 2010

Pag.: Pag. 23 di 25



$N_c = 18$; $N_q = 9$; $N_\gamma = 3$; $b_{min} = (1/2 \text{ dimensione trasversale dell'impronta di carico minima})$
 $q_0 = \gamma \times h$ dove h è la profondità del piano di posa delle fondazioni assunto pari a 1.30 m dal piano di campagna locale.

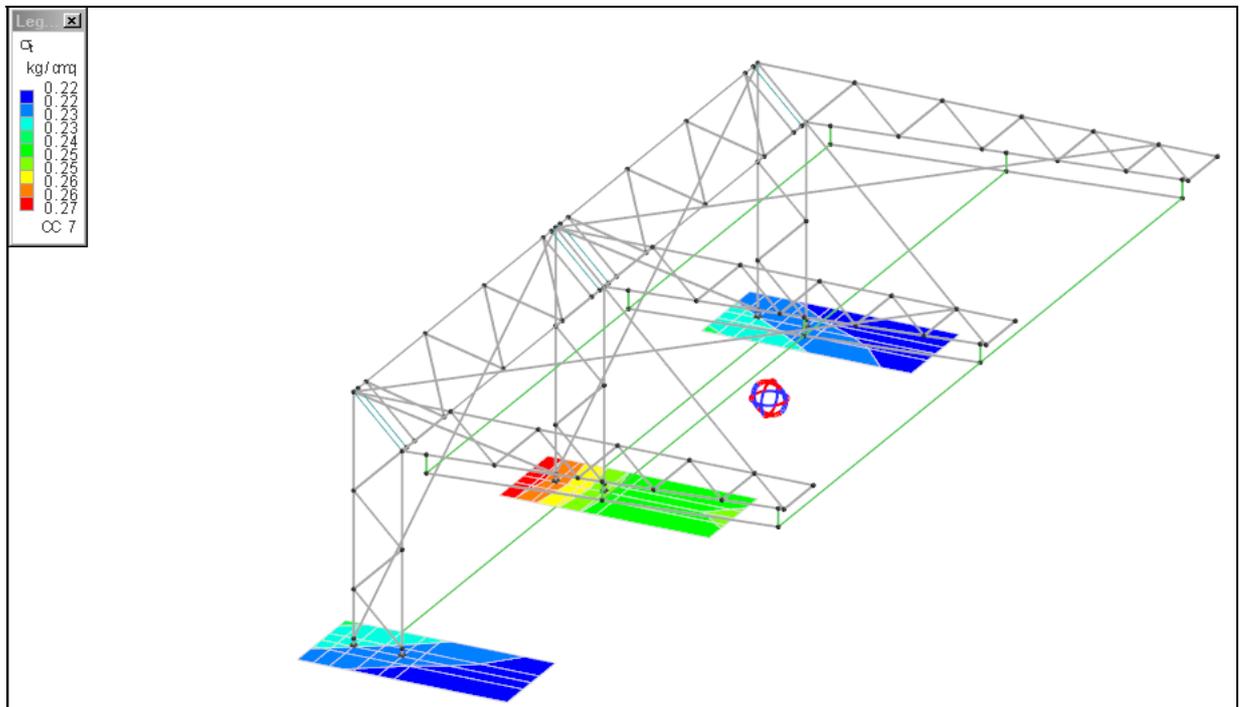
Ne consegue:

$$q_p = 1.3 \times 9 \times 1900 + 1900 \times 0.60 \times 3 = 25650 \text{ kg/m}^2 = 2.57 \text{ kg/cm}^2$$

Poiché, come si evince dal par. "Tensioni sul terreno" per la CCGEO e le CC sismiche, della relazione di calcolo strutturale la massima pressione sul terreno è pari a $q_{max-sismica} = 0.27 \text{ kg/cm}^2$ e $q_{max-statica} = 0.72 \text{ kg/cm}^2$ si ha un coefficiente di sicurezza pari a :

$$\eta_{sismica} = q_p/q_{max} = 9.52 > \eta_{amm} = 1$$

$$\eta_{slugeostatica} = q_p/q_{max} = 3.56 > \eta_{amm} = 1.8$$



MASSIMA TENSIONE DEL TERRENO PER LE CC-SISMICHE

AUTOSTRADA A14 BOLOGNA-BARI-TARANTO

NUOVO SVINCOLO DI FANO NORD

PROGETTO DEFINITIVO

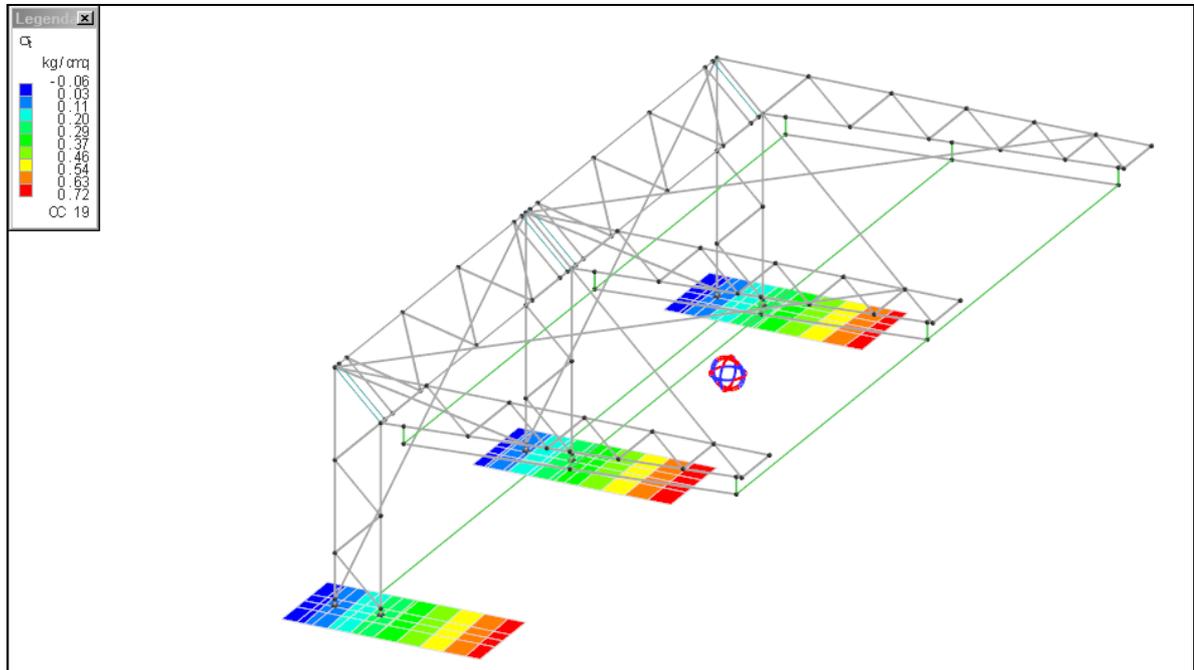
RELAZIONE STRUTTURALE TETTOIA PARCHEGGI AUTOVETTURE

Doc.: PCM129

Rev.: 1 – Novembre 2011

Data: Ottobre 2010

Pag.: Pag. 24 di 25



MASSIMA TENSIONE DEL TERRENO PER LA CC-GEO

AUTOSTRADA A14 BOLOGNA-BARI-TARANTO
NUOVO SVINCOLO DI FANO NORD
PROGETTO DEFINITIVO
RELAZIONE STRUTTURALE TETTOIA PARCHEGGI AUTOVETTURE

Doc.:	PCM129
Rev.:	1 – Novembre 2011
Data:	Ottobre 2010
Pag.:	Pag. 25 di 25

7. SISMICITÀ DELL'AREA

Per il calcolo dell'azione sismica si sono considerati i seguenti parametri dedotti dal D.M. 14 Gennaio 2008:

VN = Vita nominale > 50 anni (Opere ordinarie di normale importanza);

Classe d'uso: Classe II;

CU = 1.0.

Si considerano i seguenti Stati limite per il calcolo dell'azione sismica:

SLV: Stato limite di salvaguardia della vita;

SLD: Stato limite di danno.

La zona, Fano (Pesaro-Urbino), si trova in corrispondenza delle seguenti coordinate geografiche:

Latitudine: 43,8213 N;

Longitudine: 13,0130 E;

per tali valori si ricava:

SLV (TR=475 anni):

$$a_g = 1.8239;$$

$$F_0 = 2.47;$$

$$T^*_c = 0.30;$$

SLD (TR=50 anni):

$$a_g = 0.6138;$$

$$F_0 = 2.58;$$

$$T^*_c = 0.28;$$

dove:

a_g = accelerazione orizzontale massima al sito;

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.