

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



DIREZIONE TECNICA

U.O. COORDINAMENTO NO CAPTIVE E INGEGNERIA DI SISTEMA

PROGETTO DEFINITIVO

VELOCIZZAZIONE LINEA SAN GAVINO – SASSARI - OLBIA

VARIANTE DI BAULADU

Fabbricati PGEP imbocchi GN01

Relazione di calcolo

SCALA:

-

COMMESSA LOTTO FASE ENTE TIPO DOC. OPERA/DISCIPLINA Progr. REV.

RR0H 01 D 13 CL FA0000 001 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione Esecutiva	A. Crevarella	15 Marzo 2018	M. Villani	15 Marzo 2018	T. Proietti	15 Marzo 2018	L. Berardi Marzo 2018



File: RR0H01D13CLFA0000001Adoc

n. Elab:

INDICE

1.	GENERALITA'	4
1.1	DESCRIZIONE DELL'OPERA.....	4
1.2	UNITÀ DI MISURA.....	6
2.	NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	7
3.	CARATTERISTICHE MATERIALI.....	8
3.1	CEMENTO ARMATO	8
3.1.1	<i>Calcestruzzo</i>	8
3.1.2	<i>Acciaio d'armatura in barre tonde ad aderenza migliorata</i>	10
3.1.3	<i>Copriferro</i>	11
4.	PARAMETRI GEOTECNICI	13
5.	CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO	14
5.1	VITA NOMINALE E CLASSE D'USO.....	14
5.2	PARAMETRI DI PERICOLOSITÀ SISMICA.....	14
5.3	CATEGORIA DI SOTTOSUOLO E CATEGORIA TOPOGRAFICA	15
6.	ANALISI DEI CARICHI	16
6.1	PESO PROPRIO STRUTTURE	16
6.1.1	<i>Solaio di copertura</i>	16
6.1.2	<i>Struttura principale in c.a.</i>	17
6.2	CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI.....	17
6.3	SOVRACCARICO ACCIDENTALE	17
6.4	CARICO DELLA NEVE SULLA COPERTURA.....	18
6.5	AZIONE DEL VENTO.....	20
6.6	EFFETTI AERODINAMICI ASSOCIATI AL PASSAGGIO DEI CONVOGLI.....	22
6.7	VARIAZIONI TERMICHE	24
6.8	AZIONE SISMICA.....	25

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO VELOCIZZAZIONE LINEA SAN GAVINO – SASSARI – OLBIA VARIANTE DI BAULADU					
	Fabbricati PGEP imbocchi GN01- Relazione di calcolo	COMMESSA RR0H	LOTTO 01 D 13	CODIFICA CL	DOCUMENTO FA000 0001	REV. A

7.	MODELLO STRUTTURALE E COMBINAZIONI DI CARICO	27
7.1	CONSIDERAZIONI GENERALI SUL MODELLO DI CALCOLO.....	27
7.2	COMBINAZIONI DELLE AZIONI.....	28
8.	VERIFICHE STRUTTURALI	33
8.1	SOLAIO DI COPERTURA.....	33
8.2	TRAVI TRASVERSALI (30x40)	45
8.3	TRAVE LONGITUDINALE (30x40)	67
8.4	PILASTRI (40x30).....	81
8.5	VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI IN TERMINI DI CONTENIMENTO DEL DANNO AGLI ELEMENTI NON STRUTTURALI (SLO)	96
9.	FONDAZIONI	97
9.1	TRAVI DI FONDAZIONE	97
9.2	CORDOLI DI COLLEGAMENTO	107
9.3	VERIFICA DI CAPACITÀ PORTANTE	109

1. GENERALITA'

Il presente documento si inserisce nell'ambito della redazione degli elaborati tecnici di progetto definitivo della Velocizzazione della Linea San Gavino - Sassari – Olbia, Variante di Bauladu.

Le Analisi e Verifiche nel seguito esposte fanno in particolare riferimento al Fabbricato PGEP previsto in corrispondenza degli imbocchi della galleria di progetto con WBS GN01.

1.1 Descrizione dell'opera

La struttura in pianta del fabbricato ha forma rettangolare avente le seguenti dimensioni 7.00 m x 30.80 m, comprensiva del rivestimento con pannellature prefabbricate aventi spessore 20 cm. Il sistema strutturale è caratterizzato da un telaio spaziale monolivello avente copertura piana costituito da una campata in direzione trasversale di luce 6.00 m circa mentre, parallelamente al lato lungo, è suddiviso in 7 campate di luce variabile da 3.80 a 5.70 m.

La struttura relativa alla parte in elevazione è costituita da travi e pilastri in cemento armato. Il solaio di copertura è del tipo semiprefabbricato a prédalles, con getto in opera dei travetti e della caldana superiore. Lo spessore totale del solaio di copertura è di 20 cm e comprende 4 cm di prédalles, 12 cm di nervature e 4 cm di caldana superiore. Le lastre in c.a. sono larghe 120 cm e presentano tre tralicci metallici di irrigidimento ed elementi di alleggerimento delimitanti le nervature intermedie. Il solaio è ordito secondo la direzione longitudinale del fabbricato in modo da essere poggiato direttamente sui telai trasversali. I pilastri hanno dimensione in pianta di 30x40 cm, le travi perimetrali (longitudinali e trasversali) hanno dimensioni 30x40 cm, così come le travi trasversali interne. Il sistema di fondazione è realizzato in opera mediante un graticcio di travi rovesce poste perimetralmente e collegate tra loro trasversalmente mediante dei cordoli (per le caratteristiche dimensionali della fondazione si rimanda agli elaborati grafici specifici). Il rivestimento esterno è ottenuto mediante pannelli di tamponamento prefabbricati.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO VELOCIZZAZIONE LINEA SAN GAVINO – SASSARI – OLBIA VARIANTE DI BAULADU					
	Fabbricati PGEP imbocchi GN01- Relazione di calcolo	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.
	RR0H	01 D 13	CL	FA000 0001	A	7 di 112

2. **NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

Di seguito si riporta l'elenco generale delle Normative Nazionali ed internazionali vigenti alla data di redazione del presente documento, quale riferimento per la redazione degli elaborati tecnici e/o di calcolo dell'intero progetto nell'ambito della quale si inserisce l'opera oggetto della presente relazione:

- Rif. [1] Ministero delle Infrastrutture, DM 14 gennaio 2008, «Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni»
- Rif. [2] Ministero delle Infrastrutture e Trasporti, circolare 2 febbraio 2009, n. 617 C.S.LL.PP., «Istruzioni per l'applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008»
- Rif. [3] Manuale di Progettazione delle Opere Civili: PARTE I / Aspetti Generali (RFI DTC SI MA IFS 001 A)
- Rif. [4] Manuale di Progettazione delle Opere Civili: PARTE II – Sezione 1 / Ambiente e Geologia (RFI DTC SI AG MA IFS 001 A – rev 30/12/2016)
- Rif. [5] Manuale di Progettazione delle Opere Civili: PARTE II – Sezione 2 / Ponti e Strutture (RFI DTC SI PS MA IFS 001 A– rev 30/12/2016)
- Rif. [6] Manuale di Progettazione delle Opere Civili: PARTE II – Sezione 3 / Corpo Stradale (RFI DTC SI CS MA IFS 001 A– rev 30/12/2016)
- Rif. [7] Manuale di Progettazione delle Opere Civili: PARTE II – Sezione 4 / Gallerie (RFI DTC SI GA MA IFS 001 A– rev 30/12/2016)
- Rif. [8] Manuale di Progettazione delle Opere Civili: PARTE II – Sezione 5 / Prescrizioni per i Marciapiedi e le Pensiline delle Stazioni Ferroviarie a servizio dei Viaggiatori (RFI DTC SI CS MA IFS 002 A– rev 30/12/2016)
- Rif. [9] Manuale di Progettazione delle Opere Civili: PARTE II – Sezione 6 / Sagome e Profilo minimo degli ostacoli (RFI DTC SI CS MA IFS 003 A– rev 30/12/2016)
- Rif. [10] Regolamento (UE) N.1299/2014 della Commissione del 18 Novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema “infrastruttura” del sistema ferroviario dell'Unione europea
- Rif. [11] Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture, Parte 1-4: Azioni in generale – Azioni del vento (UNI EN 1991-1-4)
- Rif. [12] UNI 11104: Calcestruzzo: Specificazione, prestazione, produzione e conformità - Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1

3. CARATTERISTICHE MATERIALI

Di seguito si riportano le caratteristiche dei materiali previsti per la realizzazione delle strutture oggetto di calcolo nell'ambito del presente documento:

3.1 Cemento armato

3.1.1 Calcestruzzo

Si riportano di seguito due tabelle riepilogative del tipo e delle caratteristiche del calcestruzzo adottato per i diversi elementi strutturali:

	Solaio in lastre predalles	Struttura in elevazione	Fondazioni
Classe di resistenza	C28/35	C28/35	C25/30
Classe di esposizione	XC3	XC3	XC2
Condizioni ambientali	ordinarie	ordinarie	ordinarie
Rapporto acqua/cemento		0,55	0,60

		Solaio in lastre predalles	Struttura in elevazione	Fondazioni
R _{ck}	(N/mm ²)	35	35	30
f _{ck}	(N/mm ²)	28	28	25
f _{cm}	(N/mm ²)	36	36	33
α _{cc}	(-)	0,85	0,85	0,85
γ _e	(-)	1,5	1,5	1,5
f _{cd}	(N/mm ²)	15,87	15,87	14,17
f _{ctm}	(N/mm ²)	2,77	2,77	2,56
f _{ctk}	(N/mm ²)	1,94	1,94	1,79
f _{ctd}	(N/mm ²)	1,29	1,29	1,19
f _{ctm}	(N/mm ²)	3,32	3,32	3,07
f _{ctk}	(N/mm ²)	2,324	2,324	2,15
E _c	(N/mm ²)	32308	32308	31476

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO VELOCIZZAZIONE LINEA SAN GAVINO – SASSARI – OLBIA VARIANTE DI BAULADU					
	Fabbricati PGEP imbocchi GN01- Relazione di calcolo	COMMESSA RR0H	LOTTO 01 D 13	CODIFICA CL	DOCUMENTO FA000 0001	REV. A

Dove:

R_{ck} = Resistenza cubica caratteristica a compressione

$f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck}$ = Resistenza cilindrica caratteristica

$f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ = Resistenza cilindrica media a compressione

α_{cc} = Coefficiente per effetti a lungo termine e sfavorevoli: $\alpha_{cc} \text{ (t > 28gg)} = 0.85$

$\gamma_c = 1.5$; viene ridotto a 1.4 per produzioni continuative di elementi o strutture soggette a controllo continuativo del calcestruzzo dal quale risulti un coefficiente di variazione (rapporto tra scarto quadratico medio e valore medio della resistenza) non superiore al 10%. $f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c} =$

Resistenza di calcolo a compressione

$f_{ctm} = 0.3 \cdot (f_{ck})^{2/3}$ [per classi \leq C50/60] = Resistenza cilindrica media a trazione

$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm}$ = Resistenza cilindrica caratteristica a trazione

$f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_c}$ = Resistenza di calcolo a trazione

$f_{cfm} = 1.2 \cdot f_{ctm}$ = Resistenza media a trazione per flessione

$f_{cfk} = 0.7 \cdot f_{cfm}$ = Resistenza cilindrica caratteristica a trazione

$E_{cm} = 22000 \cdot \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{0.3}$ = Modulo Elastico

Coefficiente di Poisson:

Secondo quanto prescritto al punto 11.2.10.4 della NTC2008, per il coefficiente di Poisson può adottarsi, a seconda dello stato di sollecitazione, un valore compreso tra 0 (calcestruzzo fessurato) e 0.2 (calcestruzzo non fessurato).

Coefficiente di dilatazione termica:

In sede di progettazione, o in mancanza di una determinazione sperimentale diretta, per il coefficiente di dilatazione termica del calcestruzzo si assume un valore medio pari a $10 \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ (NTC2008 – 11.2.10.5).

3.1.2 Acciaio d'armatura in barre tonde ad aderenza migliorata

Si adotta acciaio tipo B450C come previsto al punto 11.3.2.1 delle NTC2008, per il quale si possono assumere le seguenti caratteristiche:

Resistenza a trazione – compressione:

$$f_{tk} = 540 \text{ N/mm}^2 = \text{Resistenza caratteristica di rottura}$$

$$f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2 = \text{Resistenza caratteristica a snervamento}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 391.3 \text{ N/mm}^2 = \text{Resistenza di calcolo}$$

dove:

$$\gamma_s = 1.15 = \text{Coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio.}$$

Modulo Elastico:

$$E_s = 210000 \text{ N/mm}^2$$

Tensione tangenziale di aderenza acciaio-calcestruzzo:

		Solaio lastre predalles	in Struttura in elevazione	Fondazioni
f_{bk}	(N/mm ²)	4.36	4,36	4,36
f_{bd}	(N/mm ²)	2.90	2,90	2,90

dove:

$$f_{bk} = 2.25 \cdot \eta \cdot f_{ctk} = \text{Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza}$$

$$f_{bd} = \frac{f_{bk}}{\gamma_c} = \text{Resistenza tangenziale di aderenza di calcolo}$$

$\eta = 1.0$ – per barre di diametro $\Phi \leq 32$ mm;

$\gamma_c = 1.5$ – Coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO VELOCIZZAZIONE LINEA SAN GAVINO – SASSARI – OLBIA VARIANTE DI BAULADU					
	Fabbricati PGEF imbocchi GN01- Relazione di calcolo	COMMESSA RR0H	LOTTO 01 D 13	CODIFICA CL	DOCUMENTO FA000 0001	REV. A

3.1.3 Copriferro

Con riferimento al punto 4.1.6.1.3 delle NTC, al fine della protezione delle armature dalla corrosione il valore minimo dello strato di ricoprimento di calcestruzzo (copriferro) deve rispettare quanto indicato nella tabella C4.1.IV della Circolare 2.2.2009, riportata di seguito, nella quale sono distinte le tre condizioni ambientali di Tabella 4.1.III delle NTC.

			barre da c.a. elementi a piastra		barre da c.a. altri elementi		cavi da c.a.p elementi a piastra		cavi da c.a.p altri elementi	
Cmin	Co	ambiente	C≥Co	Cmin≤C<Co	C≥Co	Cmin≤C<Co	C≥Co	Cmin≤C<Co	C≥Co	Cmin≤C<Co
C25/30	C35/45	ordinario	15	20	20	25	25	30	30	35
C28/35	C40/50	aggressivo	25	30	30	35	35	40	40	45
C35/45	C45/55	molto ag.	35	40	40	45	45	50	50	50

Ai valori riportati nella tabella vanno aggiunte le tolleranze di posa, pari a 10 mm. Si riportano di seguito i copriferri adottati, determinati in funzione della classe del cls e delle condizioni ambientali.

	Ambiente	Copriferro minimo	Tolleranza di posa	Copriferro nominale
Struttura in elevazione	Ordinario	25	10	35
Lastre predalles	Ordinario	20	0	20
Fondazioni	Ordinario	25	10	35

In definitiva si prescrive che in fondazione e in elevazione tranne che per le lastre predalles il copriferro netto non deve essere inferiore a 40mm.

Prove sui materiali



**PROGETTO DEFINITIVO
VELOCIZZAZIONE LINEA SAN GAVINO – SASSARI – OLBIA
VARIANTE DI BAULADU**

Fabbricati PGEP imbocchi GN01- Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01 D 13	CL	FA000 0001	A	12 di 112

La costruzione delle strutture dovrà essere eseguita nel rispetto delle specifiche d'istruzione tecnica FS 44/M - REV. A DEL 10/04/00.

4. PARAMETRI GEOTECNICI

Essendo il fabbricato ubicato in una area interessata sia da scavi, sia dalla formazione di riporti, si assumono a favore di sicurezza i seguenti valori dei parametri meccanici, attribuibili ad un rinterro costituito da un misto di cava:

$\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$\varphi' = 28^\circ\text{-}30^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$c' = 0 \text{ kPa}$	coesione drenata.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO VELOCIZZAZIONE LINEA SAN GAVINO – SASSARI – OLBIA VARIANTE DI BAULADU					
	Fabbricati PGEP imbocchi GN01- Relazione di calcolo	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.
	RR0H	01 D 13	CL	FA000 0001	A	14 di 112

5. CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO

Nel seguente paragrafo è riportata la valutazione dei parametri di pericolosità sismica utili alla determinazione delle azioni sismiche di progetto dell'opera cui si riferisce il presente documento, in accordo a quanto specificato a riguardo dal D.M. 14 gennaio 2008 e relativa circolare applicativa.

Nella fattispecie, l'opera ricade tra i comuni di Sassari e Oristano. Nei riguardi della valutazione delle azioni sismiche di progetto, si è fatto riferimento ai parametri di pericolosità sismica della regione Sardegna.

5.1 Vita nominale e classe d'uso

Per la valutazione dei parametri di pericolosità sismica è necessario definire, oltre alla localizzazione geografica del sito, la Vita nominale dell'opera strutturale (VN), intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata, e la Classe d'Uso a cui è associato un coefficiente d'uso (CU)

Per l'opera in oggetto si considera una vita nominale: $V_N = 75$ anni (categoria 2: "Altre opere nuove a velocità $V < 250$ Km/h"). Riguardo invece la Classe d'Uso, all'opera in oggetto corrisponde una Classe III a cui è associato un coefficiente d'uso pari a (NTC – Tabella 2.4.II): $C_U = 1.5$.

I parametri di pericolosità sismica vengono quindi valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava per ciascun tipo di costruzione, moltiplicando la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U , ovvero:

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

Pertanto, per l'opera in oggetto, il periodo di riferimento è pari a $V_R = 75 \times 1.5 = 112.5$ anni

5.2 Parametri di pericolosità sismica

La valutazione dei parametri di pericolosità sismica, che ai sensi del D.M. 14-01-2008, costituiscono il dato base per la determinazione delle azioni sismiche di progetto su una costruzione (forme spettrali e/o forze inerziali) dipendono, come già in parte anticipato in precedenza, dalla localizzazione geografica del sito, dalle caratteristiche della costruzione (Periodo di riferimento per valutazione azione sismica / V_R) oltre che dallo Stato Limite di riferimento/Periodo di ritorno dell'azione sismica.

In accordo a quanto riportato in Allegato B delle Norme Tecniche per le costruzioni DM 14.01.08, si ottiene per il sito in esame:

Isole	T _R =30			T _R =50			T _R =72			T _R =101			T _R =140			T _R =201			T _R =475			T _R =975			T _R =2475		
	a _g	F _o	T _C '	a _g	F _o	T _C '	a _g	F _o	T _C '	a _g	F _o	T _C '	a _g	F _o	T _C '	a _g	F _o	T _C '	a _g	F _o	T _C '	a _g	F _o	T _C '	a _g	F _o	T _C '
Arcipelago Toscano, Isole Egadi, Pantelleria, Sardegna, Lampedusa, Linosa, Ponza, Palmarola, Zannone	0,186	2,61	0,273	0,235	2,67	0,296	0,274	2,70	0,303	0,314	2,73	0,307	0,351	2,78	0,313	0,393	2,82	0,322	0,500	2,88	0,340	0,603	2,98	0,372	0,747	3,09	0,401

Tabella di riepilogo Parametri di pericolosità sismica

5.3 Categoria di sottosuolo e categoria topografica

Le Categoria di Sottosuolo e le Condizioni Topografiche sono valutate come descritte al punto 3.2.2 del DM 14.01.08. Per il caso in esame, risulta una categoria di sottosuolo di tipo C e una classe Topografica T1.

6. ANALISI DEI CARICHI

Come prescritto dalle NTC2008, sono state considerate agenti sulla struttura le seguenti condizioni di carico elementari, combinate tra loro in modo da determinare gli effetti più sfavorevoli ai fini delle verifiche dei singoli elementi strutturali:

- peso proprio strutture;
- carichi permanenti non strutturali;
- sovraccarico variabile;
- azione sismica;
- azione del vento;
- azione della neve;
- variazioni termiche;
- effetti aerodinamici associati al passaggio dei convogli.

Si riportano di seguito i carichi utilizzati per il calcolo delle sollecitazioni e le verifiche delle sezioni della struttura in esame.

6.1 Peso proprio strutture

6.1.1 Solaio di copertura

È realizzato con lastre predalles in cemento armato di altezza 20 cm alleggerite con polistirene espanso.

Solaio in lastre Predalles (H =4+12+4=22cm) lastra larga 1,20 m.

Predalles (s = 4cm) $25 \times 0,04 \times 1,20 = 1,2$ kN;

Nervatura centrale (h=12 cm, s=14 cm) $25 \times 0,12 \times 0,14 = 0,42$ kN;

Nervature laterali (h=12 cm, s=13 cm) $2 \times 25 \times 0,12 \times 0,13 = 0,78$ kN;

Soletta superiore (s=4 cm) $25 \times 0,04 \times 1,20 = 1,2$ kN;

Alleggerimento in polistirene espanso (h=12 cm, s=40 cm) $2 \times 0,15 \times 0,4 \times 0,12 = 0,0144$ kN.

Peso totale di una lastra larga 1,20 m: $G = 1,2 + 0,42 + 0,78 + 1,2 + 0,014 = 3,61$ kN

Peso totale a metro quadrato = $3,61 / 1,20 = 3,00$ kN/m²

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO VELOCIZZAZIONE LINEA SAN GAVINO – SASSARI – OLBIA VARIANTE DI BAULADU					
	Fabbricati PGEP imbocchi GN01- Relazione di calcolo	COMMESSA RR0H	LOTTO 01 D 13	CODIFICA CL	DOCUMENTO FA000 0001	REV. A

6.1.2 Struttura principale in c.a.

Il peso proprio delle travi e dei pilastri, viene calcolato automaticamente dal programma considerando il peso specifico del cemento armato pari a :

$$\gamma_{c.a.} = 25 \text{ kN/m}^3$$

6.2 Carichi permanenti non strutturali

- Tamponamenti esterni

Il rivestimento esterno è ottenuto mediante pannelli di tamponamento prefabbricati in calcestruzzo di spessore pari a 22 cm (pannello a taglio termico) il cui peso è pari a **3,60 kN/m²**.

Il peso per unità di superficie moltiplicato per l'altezza totale del singolo pannello $h=5,00$ m, trascurando le eventuali aperture, è pari a 18 kN/m, che è il peso a metro lineare del pannello.

Considerando che il pannello viene fissato alle travi di elevazione e al cordolo in c.a. posto al di sopra della trave rovescia, il peso da applicare alle travi perimetrali di elevazione e a quelle di fondazione è pari a **9 kN/m**.

- Carichi permanenti non strutturali agenti in copertura

Incidenza zone piene solaio	0,20	kN/m ²
Massetto delle pendenze	0,60	kN/m ²
Strato coibente	0,10	kN/m ²
Guaina di impermeabilizzazione	0,10	kN/m ²
Malta di allettamento (2 cm)	0,40	kN/m ²
Pavimento	0,50	kN/m ²
Intonaco intradosso	0,30	kN/m ²
Incidenza impianti	0,30	kN/m ²
Controsoffitto	0,10	kN/m ²
Totale carico:	2.60	kN/m²

6.3 Sovraccarico accidentale

Il sovraccarico assunto per la copertura è pari a 0,50 kN/m².

6.4 Carico della neve sulla copertura

○	Zona I - Alpina Aosta, Belluno, Bergamo, Biella, Bolzano, Brescia, Como, Cuneo, Lecco, Pordenone, Sondrio, Torino, Trento, Udine, Verbania, Vercelli, Vicenza.	$q_{k,k} = 1,50 \text{ kN/mq}$ $a_s \leq 200 \text{ m}$ $q_{k,k} = 1,39 [1+(a_s/728)^2] \text{ kN/mq}$ $a_s > 200 \text{ m}$
○	Zona I - Mediterranea Alessandria, Ancona, Asti, Bologna, Cremona, Forlì-Cesena, Lodi, Milano, Modena, Novara, Parma, Pavia, Pesaro e Urbino, Piacenza, Ravenna, Reggio Emilia, Rimini, Treviso, Varese.	$q_{k,k} = 1,50 \text{ kN/mq}$ $a_s \leq 200 \text{ m}$ $q_{k,k} = 1,35 [1+(a_s/602)^2] \text{ kN/mq}$ $a_s > 200 \text{ m}$
○	Zona II Arezzo, Ascoli Piceno, Bari, Campobasso, Chieti, Ferrara, Firenze, Foggia, Genova, Gorizia, Imperia, Isernia, La Spezia, Lucca, Macerata, Mantova, Massa Carrara, Padova, Perugia, Pescara, Pistoia, Prato, Rovigo, Savona, Teramo, Trieste, Venezia, Verona.	$q_{k,k} = 1,00 \text{ kN/mq}$ $a_s \leq 200 \text{ m}$ $q_{k,k} = 0,85 [1+(a_s/481)^2] \text{ kN/mq}$ $a_s > 200 \text{ m}$
●	Zona III Agrigento, Avellino, Benevento, Brindisi, Cagliari, Caltanissetta, Carbonia-Iglesias, Caserta, Catania, Catanzaro, Cosenza, Crotone, Enna, Frosinone, Grosseto, L'Aquila, Latina, Lecce, Livorno, Matera, Medio Campidano, Messina, Napoli, Nuoro, Olgiastro, Olbia Tempio, Oristano, Palermo, Pisa, Potenza, Ragusa, Reggio Calabria, Rieti, Roma, Salerno, Sassari, Siena, Siracusa, Taranto, Terni, Trapani, Vibo Valentia, Viterbo.	$q_{k,k} = 0,60 \text{ kN/mq}$ $a_s \leq 200 \text{ m}$ $q_{k,k} = 0,51 [1+(a_s/481)^2] \text{ kN/mq}$ $a_s > 200 \text{ m}$

$$q_s \text{ (carico neve sulla copertura [N/mq])} = \mu_i q_{sk} C_E C_t$$

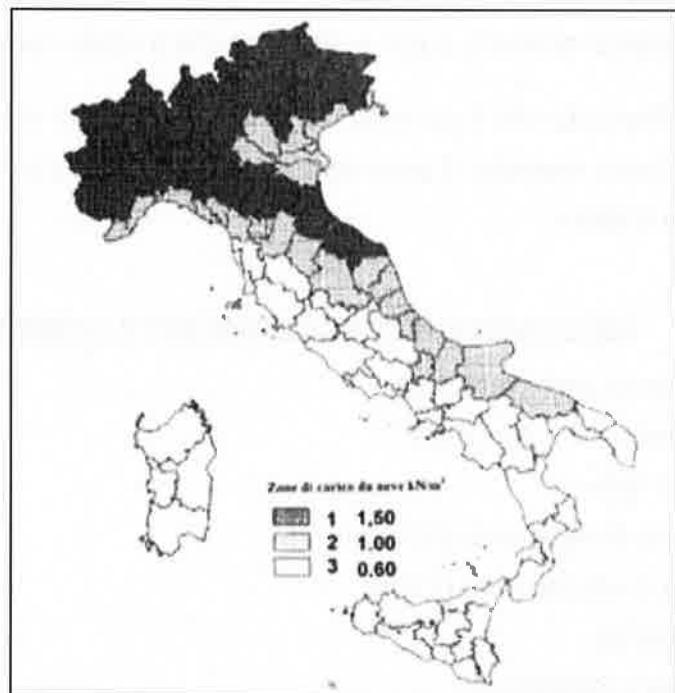
μ_i (coefficiente di forma)
 q_{sk} (valore caratteristico della neve al suolo [kN/mq])
 C_E (coefficiente di esposizione)
 C_t (coefficiente termico)

Valore caratteristico della neve al suolo

a_s (altitudine sul livello del mare [m])	180
q_{sk} (val. caratt. della neve al suolo [kN/mq])	0.60

Coefficiente termico

Il coefficiente termico può essere utilizzato per tener conto della riduzione del carico 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 $C_t = 1$.



Coefficiente di esposizione

Topografia	Descrizione	C_E
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

Fabbricati PGEP imbocchi GN01- Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01 D 13	CL	FA000 0001	A	19 di 112

Valore del carico della neve al suolo

q_s (carico della neve al suolo [kN/mq])	0.60
--	------

Valore del carico della neve al suolo

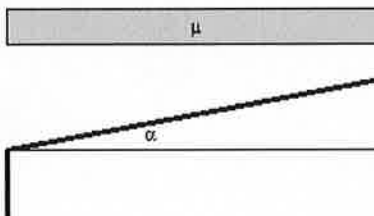
q_s (carico della neve al suolo [kN/mq])	0.60
--	------

Coefficiente di forma (copertura ad una falda)

α (inclinazione falda [°])	0
-----------------------------------	---

μ	0.8
-------	-----

0.48 kN/mq



Pertanto le azioni sui singoli elementi della copertura sono pari a:

C_E	1
C_t	1
μ	0.8
q_{sk}	0.6

$$q_s \text{ (carico neve sulla copertura)} = \mu_i q_{sk} C_E C_t = 0.48 \text{ kN/m}^2$$

6.5 Azione del vento



Zona: 6

$v_{b,0} = 28 \text{ m/s}$

$a_0 = 500 \text{ m}$

$k_a [1/s] = 0,020$

a_s (altitudine sul livello del mare) = 180 m

T_R (tempo di ritorno, anni) = 50

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

p (pressione del vento [N/mq]) = $q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$

q_b (pressione cinetica di riferimento [N/mq])

c_e (coefficiente di esposizione)

c_p (coefficiente di forma)

c_d (coefficiente dinamico)

Pressione cinetica di riferimento

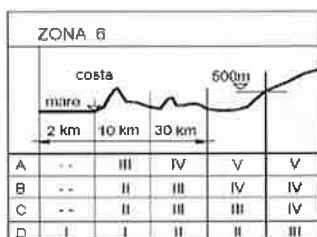
$$q_b = 1/2 \cdot \rho \cdot v_b^2 \quad (\rho = 1,25 \text{ kg/mc})$$

$q_b = 490 \text{ N/mq}$

Coefficiente di esposizione

Classe di rugosità del terreno

D) Aree prive di ostacoli (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, mare, laghi,....)



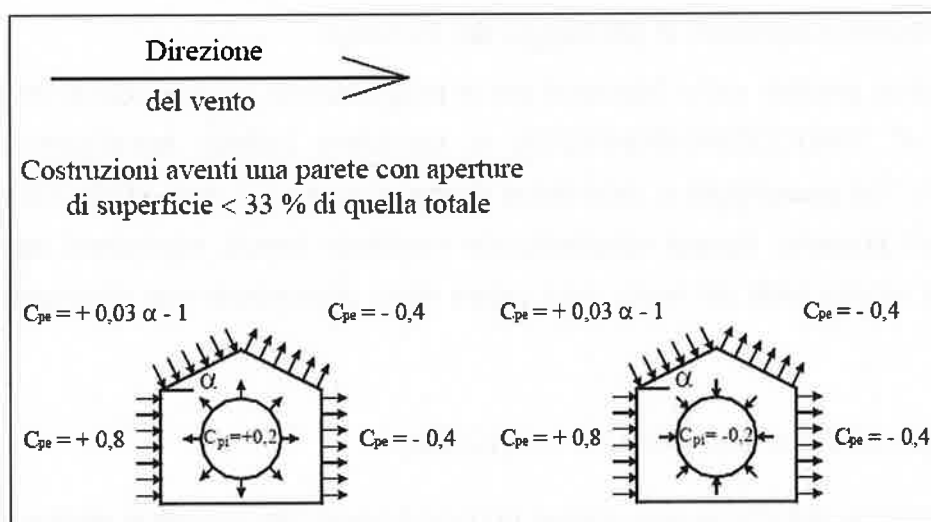
$$C_e(z) = k_f^2 \cdot c_t \cdot \ln[z/z_0] [7 + c_t \cdot \ln[z/z_0]] \quad \text{per } z \geq z_{\min}$$

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

Cat. Esposiz.	k_f	z_0 [m]	z_{\min} [m]	c_t
II	0.19	0.05	4	1

Coefficiente di forma (o aerodinamico):

Per la determinazione del coefficiente di forma si fa riferimento a quanto riportato nel paragrafo 3.3.10.1 della Circolare del 2/02/2009 in relazione a quanto riassunto nella figura seguente:



Per il carico sopravento si assume $c_p = + 0,8$;

per il carico sottovento si assume $c_p = - 0,4$;

in copertura si assume $c_p = - 0,4$;

per costruzioni che hanno una parete con aperture di superficie minore di 1/3 di quella totale, la pressione interna si assumerà $c_{pi} = \pm 0,2$.

<u>Azione Normale Vento</u>		
q_b	0.490	kN/m^2
c_d	1	
$c_e(z)$	1.93	
c_{p1} (Copertura)	- 0.20	
c_{p2} (Elementi Verticali - Sopravento)	+ 1.00	
c_{p3} (Elementi Verticali - Sottovento)	- 0.20	
p_1 (Pressione vento in copertura)	-0,189	kN/m^2
p_2 (Pressione vento elementi verticali - Sopravento)	+ 0.95	kN/m^2
p_3 (Pressione vento elementi verticali - Sottovento)	-0,189	kN/m^2

6.6 Effetti aerodinamici associati al passaggio dei convogli

In accordo con quanto previsto nelle "Istruzioni per la progettazione e l'esecuzione dei ponti ferroviari" (Documento RFI n° RFIDTCICIPSPINF001A) si considera l'effetto aerodinamico associato al passaggio dei treni. Tali prescrizioni si riscontrano anche al punto 5.2 della NTC2008 relativo ai ponti ferroviari. Le azioni possono essere schematizzate mediante carichi equivalenti agenti nelle zone prossime alla testa ed alla coda del treno, il cui valore viene determinato con riferimento alla seguente situazione:

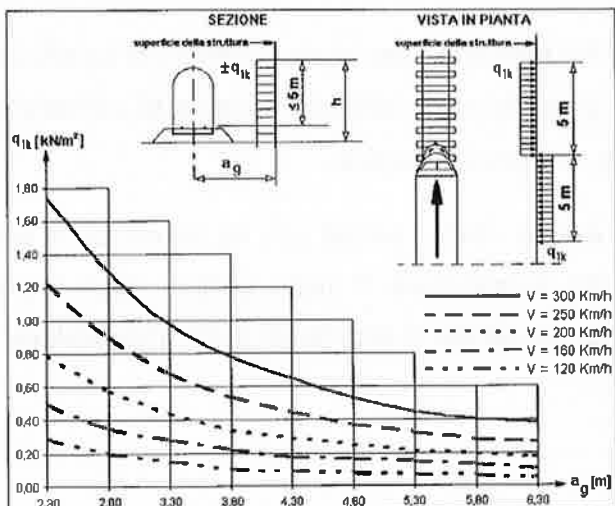
Superfici verticali parallele al binario (5.2.2.7.1 – NTC2008):

il valore caratteristico dell'azione $\pm q_{1k}$ agente ortogonalmente alla superficie verticale di facciata del fabbricato viene valutato in funzione della distanza a_g dall'asse del binario più vicino. Supponendo che la distanza minima da garantire da ostacolo fisso, quale può essere un fabbricato, in assenza di organi respingenti è:

$$a_g = 5.00 \text{ m};$$

a tale valore di a_g corrisponde il seguente valore dell'azione q_{1k} prodotta dal passaggio del convoglio, calcolata secondo quanto riportato nella figura successiva in base alla velocità $V = 300 \text{ km/h}$ e con riferimento a treni con forme aerodinamiche sfavorevoli (a vantaggio di sicurezza):

$$q_{1k} = 0.70 \text{ kN/m}^2$$



Si considerano pertanto le condizioni di carico elementari:

AerodA) pressione dovuta al passaggio dei treni in arrivo (per una fascia di 5 m);

AerodB) pressione (fascia di 5 m) e depressione (fascia di 5 m) dovuti al passaggio dei treni in avanzamento.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO VELOCIZZAZIONE LINEA SAN GAVINO – SASSARI – OLBIA VARIANTE DI BAULADU					
	Fabbricati PGEP imbocchi GN01- Relazione di calcolo	COMMESSA RR0H	LOTTO 01 D 13	CODIFICA CL	DOCUMENTO FA000 0001	REV. A

6.7 Variazioni termiche

Nel caso in cui la temperatura non costituisca azione fondamentale per la sicurezza o per la efficienza funzionale della struttura è consentito tener conto, per gli edifici, della sola componente ΔT_u , ricavandola direttamente dalla Tab. 3.5.II delle NTC 2008 che viene riportata nel seguito.

Nel caso in cui la temperatura costituisca, invece, azione fondamentale per la sicurezza o per la efficienza funzionale della struttura, l'andamento della temperatura T nelle sezioni degli elementi strutturali deve essere valutato più approfonditamente studiando il problema della trasmissione del calore.

Tabella 3.5.II – Valori di ΔT_u per gli edifici

Tipo di struttura	ΔT_u
Strutture in c.a. e c.a.p. esposte	$\pm 15 \text{ }^\circ\text{C}$
Strutture in c.a. e c.a.p. protette	$\pm 10 \text{ }^\circ\text{C}$
Strutture in acciaio esposte	$\pm 25 \text{ }^\circ\text{C}$
Strutture in acciaio protette	$\pm 15 \text{ }^\circ\text{C}$

Nel caso in esame, si tiene conto della sola componente ΔT_u e in particolare si assume $\Delta T_u = \pm 15 \text{ }^\circ\text{C}$ per tutta la struttura.

	PROGETTO DEFINITIVO VELOCIZZAZIONE LINEA SAN GAVINO – SASSARI – OLBIA VARIANTE DI BAULADU					
	Fabbricati PGEP imbocchi GN01- Relazione di calcolo	COMMESSA RR0H	LOTTO 01 D 13	CODIFICA CL	DOCUMENTO FA000 0001	REV. A

6.8 Azione sismica

Sulla base di quanto riportato al paragrafo 5 si riporta nel seguito lo spettro elastico e di progetto allo SLV utilizzato per condurre l'analisi dinamica lineare della struttura.

Il valore del fattore di struttura q da utilizzare per ciascuna direzione dell'azione sismica, dipende dalla tipologia strutturale, dal suo grado di iperstaticità e dai criteri di progettazione adottati e prende in conto le non linearità di materiale. Esso può essere calcolato mediante la seguente espressione:

$$q = q_0 \cdot K_R$$

dove:

q_0 è il valore massimo del fattore di struttura

K_R è un fattore che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione.

Un problema importante è la scelta del valore base del coefficiente di comportamento q_0 , che risulta legato alla tipologia strutturale ed al livello di duttilità attesa. Osservando le tipologie strutturali riportate al punto 7.4.3.1 – NTC2008 si evince che l'edificio in esame può essere riconducibile ad un sistema a telaio.

Per quanto riguarda il livello di duttilità attesa, si stabilisce di progettare il fabbricato in accordo con un comportamento strutturale dissipativo caratterizzato da Classe di Duttilità bassa (CD" B").

Pertanto, in base alla tabella 7.4.1 delle NTC 2008, il coefficiente di comportamento q_0 può essere valutato come segue:

$$q_0 = 3.0 \cdot \frac{\alpha_u}{\alpha_1}$$

Trattandosi di una struttura a telaio ad un solo piano ed una sola campata in direzione trasversale, in accordo con il paragrafo 7.4.3.2 delle NTC 2008, si assume:

$$\alpha_u / \alpha_1 = 1.1$$

Tuttavia la costruzione risulta NON regolare in pianta in quanto NON soddisfa il requisito b) riportato nel paragrafo 7.2.2 delle NTC 2008.

Essendo, poi, la struttura anche regolare in altezza si può assumere $K_R=1$.

Pertanto il fattore di struttura al quale si farà riferimento per la definizione dello spettro di progetto è $q = 3,15$.

Poiché il fabbricato è dotato di solai che presentano luce inferiore a 8 m, non è stata considerata la componente verticale dell'azione sismica, come stabilito al punto 7.2.1 delle NTC2008.

	PROGETTO DEFINITIVO VELOCIZZAZIONE LINEA SAN GAVINO – SASSARI – OLBIA VARIANTE DI BAULADU					
	Fabbricati PGEP imbocchi GN01- Relazione di calcolo	COMMESSA RR0H	LOTTO 01 D 13	CODIFICA CL	DOCUMENTO FA000 0001	REV. A

7. MODELLO STRUTTURALE E COMBINAZIONI DI CARICO

7.1 Considerazioni generali sul modello di calcolo

Il sistema costruttivo che caratterizza il fabbricato tecnologico in c.a. è costituito, in elevazione, da un telaio spaziale realizzato mediante la rigida connessione di travi e pilastri, e in fondazione, da travi rovesce.

Lo step del lavoro relativo al calcolo computazionale e alla definizione dell'output, in termini di caratteristiche di sollecitazione e deformazioni per i vari elementi strutturali, prevede un approccio preliminare basato sulla modellazione della struttura attraverso un processo di discretizzazione agli elementi finiti facendo riferimento ad un modello elastico. Il modello è stato realizzato ed analizzato con l'ausilio del programma di calcolo SAP2000 della CSI. Gli elementi strutturali, travi e pilastri in elevazione e graticcio di travi rovesce in fondazione, sono stati schematizzati mediante elementi monodimensionali tipo *frame*. Essi presentano caratteristiche geometriche e meccaniche in accordo con le proprietà reali dei materiali e delle sezioni che li rappresentano. Ciascuna asta è stata posizionata in corrispondenza dell'asse baricentrico degli elementi strutturali. L'interazione tra terreno e struttura è stata studiata ipotizzando un comportamento elastico del terreno. L'intera struttura è poggiata a terra su un letto di molle alla Winkler la cui rigidezza viene assegnata per unità di lunghezza di elemento. Il coefficiente di fondazione (Winkler) adottato nel modello è pari a $K = 15000 \text{ kN/m}^3$, tipico di terreni sciolti incoerenti. L'analisi degli effetti dovuti all'azione sismica prevede la definizione delle masse strutturali partecipanti all'eccitazione dinamica dovuta al terremoto. Pertanto nel modello le masse strutturali coincidono con i carichi caratteristici permanenti strutturali e non strutturali e con il 30% dei carichi di esercizio. La presenza del solaio di copertura è stata modellata mediante un vincolo di diaframma al livello di copertura, oltre che con l'assegnazione dei carichi alle travi. L'assegnazione dei carichi alle travi è stata effettuata sulla base della tessitura dei solai secondo il criterio della larghezza d'influenza. Agli elementi in elevazione è stato assegnato un carico termico, pari a quello riportato nell'analisi dei carichi.

7.2 Combinazioni delle azioni

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni (2.5.3 – NTC2008).

Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

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

Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione caratteristica (frequente), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione caratteristica (quasi permanente), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine (SLE):

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

Combinazione sismica impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

Dove:

1. Azioni Permanenti (G);
2. Azioni Variabili (Q);
3. Azioni di Precompressione (P);
4. Azioni Eccezionali (A);
5. Azioni Sismiche (E);

Le combinazioni delle azioni che sono state adottate per lo SLU sono riportate nelle tabelle seguenti, indicando nella casella, corrispondente all'azione coinvolta, il moltiplicatore dei carichi in funzione della combinazione considerata. Per quanto riguarda le azioni aerodinamiche generate dal transito dei convogli, sono stati utilizzati coefficienti di combinazione Ψ riportati nella tabella 5.2.VI delle NTC2008.

Si precisa che, data la simmetria della struttura, si sono individuate le combinazioni delle azioni tali da risultare maggiormente gravose e sbilanciati per la costruzione in esame.

Per quanto concerne la combinazione delle altre azioni con l'azione sismica è necessario garantire il rispetto degli stati limite, quali definiti al punto 3.2.1 – NTC2008, effettuando opportune verifiche di sicurezza. Ciascuna di esse garantisce, per ogni stato limite, quindi per il corrispettivo livello di azione sismica, il raggiungimento di una data prestazione da parte della costruzione nel suo complesso. Le verifiche di sicurezza da effettuare sono riepilogate in funzione della classe d'uso nella tabella C7.1.1 – Circolare2009. A riguardo, si evidenzia che le verifiche allo stato limite di collasso (SLC) devono essere eseguite necessariamente sulle sole costruzioni provviste di isolamento sismico.

Combinazioni di carico allo SLU:

<u>SLV</u>	Peso Prop.	Perm.	Var.	Neve	Vento	Aerod. A	Aerod. B	Var. Term. (+)	Var. Term. (-)
Comb. 1	1,3	1,3	1,5	0,75	0,9	1,2		0,9	
Comb. 2	1,3	1,3	1,05	1,5	0,9	1,2		0,9	
Comb. 3	1,3	1,3	1,05	0,75	1,5	1,2		0,9	
Comb. 4	1,3	1,3	1,05	0,75	0,9	1,5		0,9	
Comb. 5	1,3	1,3	1,05	0,75	0,9	1,2		1,5	
Comb. 6	1,3	1,3	1,5	0,75	0,9		1,2	0,9	
Comb. 7	1,3	1,3	1,05	1,5	0,9		1,2	0,9	
Comb. 8	1,3	1,3	1,05	0,75	1,5		1,2	0,9	
Comb. 9	1,3	1,3	1,05	0,75	0,9		1,5	0,9	
Comb. 10	1,3	1,3	1,05	0,75	0,9		1,2	1,5	
Comb. 11	1,3	1,3	1,5	0,75	0,9	1,2			0,9

Comb. 12	1,3	1,3	1,05	1,5	0,9	1,2			0,9
Comb. 13	1,3	1,3	1,05	0,75	1,5	1,2			0,9
Comb. 14	1,3	1,3	1,05	0,75	0,9	1,5			0,9
Comb. 15	1,3	1,3	1,05	0,75	0,9	1,2			1,5
Comb. 16	1,3	1,3	1,5	0,75	0,9		1,2		0,9
Comb. 17	1,3	1,3	1,05	1,5	0,9		1,2		0,9
Comb. 18	1,3	1,3	1,05	0,75	1,5		1,2		0,9
Comb. 19	1,3	1,3	1,05	0,75	0,9		1,5		0,9
Comb. 20	1,3	1,3	1,05	0,75	0,9		1,2		1,5

Combinazioni di carico allo SLV – SLD – SLO:

<u>SLD</u>	Peso Prop.	Perm.	SismaX_SLD	SismaY_SLD	Forze SLD - Ecc. Acc.	Var.	Neve	Vento	Aerod.	Var. Term.
Comb. 1	1,00	1,00	1,00	0,00	1,00	0,30	0,00	0,00	0,00	0,00
Comb. 2	1,00	1,00	0,00	1,00	1,00	0,30	0,00	0,00	0,00	0,00
<u>SLV</u>	Peso Prop.	Perm.	SismaX_SLV	SismaY_SLV	Forze SLV - Ecc. Acc.	Var.	Neve	Vento	Aerod.	Var. Term.
Comb. 1	1,00	1,00	1,00	0,00	1,00	0,30	0,00	0,00	0,00	0,00
Comb. 2	1,00	1,00	0,00	1,00	1,00	0,30	0,00	0,00	0,00	0,00
<u>SLD</u>	Peso Prop.	Perm.	SismaX_SLD	SismaY_SLD	Forze SLD - Ecc. Acc.	Var.	Neve	Vento	Aerod.	Var. Term.
Comb. 1	1,00	1,00	1,00	0,00	1,00	0,30	0,00	0,00	0,00	0,00
Comb. 2	1,00	1,00	0,00	1,00	1,00	0,30	0,00	0,00	0,00	0,00

Combinazioni di carico allo SLE (combinazioni rare):

<u>SLE Rara</u>	Peso Prop.	Perm.	Var.	Neve	Vento	Aerod. A	Aerod. B	Var. Term. (+)	Var. Term. (-)
Comb. 1	1,00	1,00	1,00	0,50	0,60	0,80		0,60	
Comb. 2	1,00	1,00	0,70	1,00	0,60	0,80		0,60	
Comb. 3	1,00	1,00	0,70	0,50	1,00	0,80		0,60	

Comb. 4	1,00	1,00	0,70	0,50	0,60	1,00		0,60	
Comb. 5	1,00	1,00	0,70	0,50	0,60	0,80		1,00	
Comb. 6	1,00	1,00	1,00	0,50	0,60		0,80	0,60	
Comb. 7	1,00	1,00	0,70	1,00	0,60		0,80	0,60	
Comb. 8	1,00	1,00	0,70	0,50	1,00		0,80	0,60	
Comb. 9	1,00	1,00	0,70	0,50	0,60		1,00	0,60	
Comb. 10	1,00	1,00	0,70	0,50	0,60		0,80	1,00	
Comb. 11	1,00	1,00	1,00	0,50	0,60	0,80			0,60
Comb. 12	1,00	1,00	0,70	1,00	0,60	0,80			0,60
Comb. 13	1,00	1,00	0,70	0,50	1,00	0,80			0,60
Comb. 14	1,00	1,00	0,70	0,50	0,60	1,00			0,60
Comb. 15	1,00	1,00	0,70	0,50	0,60	0,80			1,00
Comb. 16	1,00	1,00	1,00	0,50	0,60		0,80		0,60
Comb. 17	1,00	1,00	0,70	1,00	0,60		0,80		0,60
Comb. 18	1,00	1,00	0,70	0,50	1,00		0,80		0,60
Comb. 19	1,00	1,00	0,70	0,50	0,60		1,00		0,60
Comb. 20	1,00	1,00	0,70	0,50	0,60		0,80		1,00

Combinazioni di carico allo SLE (combinazioni frequenti):

<u>SLE frequenti</u>	Peso Prop.	Perm.	Var.	Neve	Vento	Aerod. A	Aerod. B	Var. Term. (+)	Var. Term. (-)
Comb. 1	1,00	1,00	0,50						
Comb. 2	1,00	1,00	0,30	0,20					
Comb. 3	1,00	1,00	0,30		0,20				
Comb. 4	1,00	1,00	0,30			0,50			
Comb. 5	1,00	1,00	0,30				0,50		
Comb. 6	1,00	1,00	0,30					0,50	



**PROGETTO DEFINITIVO
VELOCIZZAZIONE LINEA SAN GAVINO – SASSARI – OLBIA
VARIANTE DI BAULADU**

Fabbricati PGEP imbocchi GN01- Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01 D 13	CL	FA000 0001	A	32 di 112

Comb. 7	1,00	1,00	0,30						0,50
---------	------	------	------	--	--	--	--	--	------

Combinazioni di carico allo SLE (combinazione quasi permanente):

<u>SLE q. permanenti</u>	Peso Prop.	Perm.	Var.	Neve	Vento	Aerod. A	Aerod. B	Var. Term. (+)	Var. Term. (-)
Comb. 1	1,00	1,00	0,30						

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO VELOCIZZAZIONE LINEA SAN GAVINO – SASSARI – OLBIA VARIANTE DI BAULADU					
	Fabbricati PGEP imbocchi GN01- Relazione di calcolo	COMMESSA RR0H	LOTTO 01 D 13	CODIFICA CL	DOCUMENTO FA000 0001	REV. A

8. VERIFICHE STRUTTURALI

Di seguito si riportano le verifiche relative agli elementi strutturali principali della struttura.

8.1 Solaio di copertura

Il solaio si considera, a vantaggio di sicurezza, come una trave semplicemente appoggiata, con campata di luce pari a $L = 4.20$ m. Con riferimento all'analisi dei carichi, di seguito si riportano le caratteristiche di sollecitazioni significative. La verifica viene condotta in riferimento al singolo travetto (interasse $i = 0.54$ m).

Si considera agente il peso proprio dell'intero solaio, il carico della neve, il carico del vento ed il sovraccarico variabile. Lo schema è quello di trave semplicemente appoggiata per il dimensionamento della sezione in campata e di trave doppiamente incastrata per le sezioni di appoggio.

Carichi Permanenti: $G = [(3.00 + 2,6) \cdot 1.2] = 6,72 \text{ kN/m}$

Carico Neve: $Q_N = 2,84 \times 1,20 = 3,41 \text{ kN/m}$

Carico Totale SLU: $1,3 G + 1,5 Q_N = 13,85 \text{ kN/m}$

Carico Totale SLE rara: $G + Q_N = 10,13 \text{ kN/m}$

Carico Totale SLE frequente: $G + 0,2 \times Q_N = 7,40 \text{ kN/m}$

Carico Totale SLE quasi permanente: $G + 0,0 \times Q_N = 6,72 \text{ kN/m}$

Sollecitazioni SLU

M_{\max} (in campata) = $[13,85 \times (4.20)^2] / 8 = 30,54 \text{ kNm}$

T_{\max} (in appoggio) = $13,85 \times 4,20 / 2 = 29,09 \text{ kN}$

M_{\min} (in appoggio) = $[13,85 \times (4.20)^2] / 12 = 20,36 \text{ kNm}$

$$M_{\max, \text{tr}} (\text{in campata}) = 30,54 / 3 = 10,18 \text{ kNm}$$

$$M_{\min, \text{tr}} (\text{in appoggio}) = 20,36 / 3 = 6,79 \text{ kNm}$$

$$T_{\max, \text{tr}} (\text{in appoggio}) = 29,09 / 3 = 9,70 \text{ kN}$$

Sollecitazioni SLE rara

$$M_{\max} (\text{in campata}) = [10,13 \times (4,20)^2] / 8 = 22,34 \text{ kNm}$$

$$T_{\max} (\text{in appoggio}) = 10,13 \times 4,20 / 2 = 21,27 \text{ kN}$$

$$M_{\min} (\text{in appoggio}) = [10,13 \times (4,20)^2] / 12 = 14,89 \text{ kNm}$$

$$M_{\max, \text{tr}} (\text{in campata}) = 22,34 / 3 = 7,45 \text{ kNm}$$

$$M_{\min, \text{tr}} (\text{in appoggio}) = 20,36 / 3 = 6,79 \text{ kNm}$$

$$T_{\max, \text{tr}} (\text{in appoggio}) = 14,89 / 3 = 4,96 \text{ kN}$$

Sollecitazioni SLE frequente

$$M_{\max, \text{tr}} (\text{in campata}) = 5,44 \text{ kNm}$$

$$M_{\min, \text{tr}} (\text{in appoggio}) = 4,96 \text{ kNm}$$

$$T_{\max, \text{tr}} (\text{in appoggio}) = 3,62 \text{ kN}$$

Sollecitazioni SLE quasi permanente

$$M_{\max, \text{tr}} (\text{in campata}) = 4,93 \text{ kNm}$$

$$M_{\min, \text{tr}} (\text{in appoggio}) = 3,29 \text{ kNm}$$

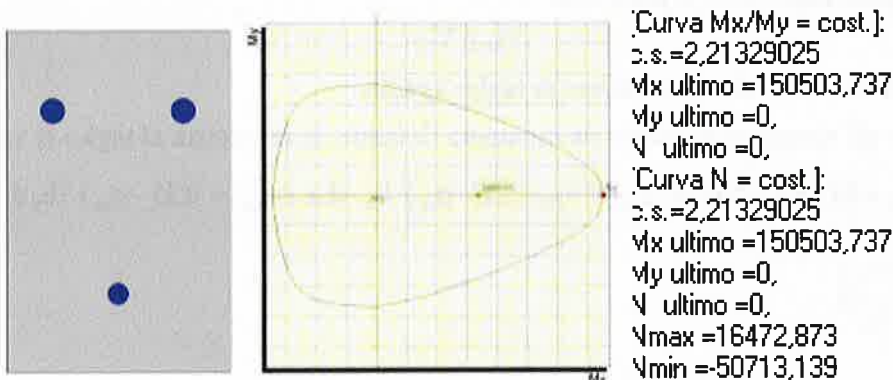
$$T_{\max, \text{tr}} (\text{in appoggio}) = 4,70 \text{ kN}$$

Di seguito si riportano la verifiche del singolo travetto. La verifica a flessione è stata condotta mediante il software PresFLE, per la sezione di appoggio e quella di campata, allo SLU.

	PROGETTO DEFINITIVO VELOCIZZAZIONE LINEA SAN GAVINO – SASSARI – OLBIA VARIANTE DI BAULADU					
	Fabbricati PGEP imbocchi GN01- Relazione di calcolo	COMMESSA RR0H	LOTTO 01 D 13	CODIFICA CL	DOCUMENTO FA000 0001	REV. A

Verifica di SLU a flessione

Sezione di appoggio



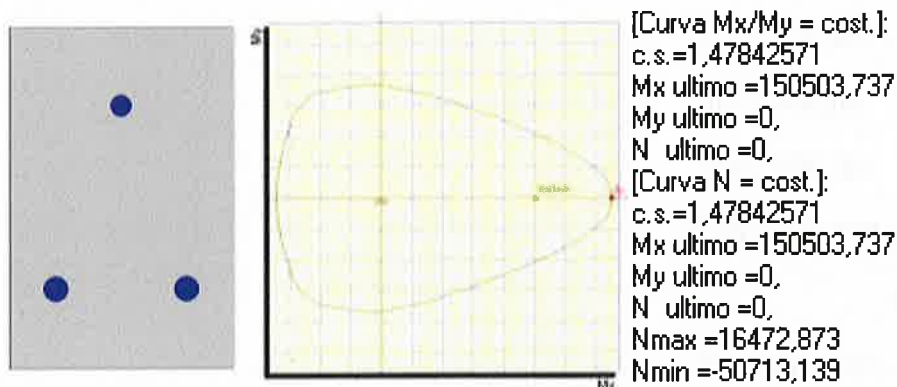
Il momento resistente del travetto è pari a:

$$M_{xRd} = 15,05 \text{ kNm} > M_{Ed} = 6,79 \text{ kNm.}$$

La verifica risulta soddisfatta.

Sezione di campata

Si considera la larghezza del travetto trascurando il contributo della soletta.



$$M_{xRd} = 15,05 \text{ kNm} > M_{Ed} = 10,18 \text{ kNm.}$$

La verifica risulta soddisfatta.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO VELOCIZZAZIONE LINEA SAN GAVINO – SASSARI – OLBIA VARIANTE DI BAULADU					
	Fabbricati PGEP imbocchi GN01- Relazione di calcolo	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.
	RR0H	01 D 13	CL	FA000 0001	A	36 di 112

Verifica di SLU a taglio

La verifica a taglio si effettua considerando la larghezza effettiva del travetto centrale $b_w=13\text{cm}$.

La verifica di resistenza (SLU) si pone con

$$V_{Rd} \geq V_{Ed} \quad (4.1.13)$$

dove V_{Ed} è il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente.

Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza al taglio si valuta con

$$V_{Rd} = \left[0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad (4.1.14)$$

con

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$$

$$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

e dove

d è l'altezza utile della sezione (in mm);

$\rho_l = A_{sl} / (b_w \cdot d)$ è il rapporto geometrico di armatura longitudinale ($\leq 0,02$);

$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$ è la tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0,2 f_{cd}$);

b_w è la larghezza minima della sezione (in mm).

Resistenza al taglio di elementi senza armatura trasversale (eq. 4.1.14 NTC 2008)

h 200,000 mm

b_w 130,000 mm

c 50,000 mm

d 150,000 mm

A_{sl} 307,720 mm²

I strato d'armatura

A_s 153,860 mm²

\square 14,000 mm

n 2,000

f_{ck} 28,000 N/mm²

f_{ctm} 2,766

$$f_{ctm} = 0,3 \cdot (f_{ck})^{2/3}$$

f_{ctk}	1,936 N/mm ²	$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm}$	
γ_c	1,500		
ρ_l	0,016		
k	2,000		
v_{min}	0,524		
V_{Rd}	16,545 kN >	V_{Ed}	9,700 kN

La verifica risulta soddisfatta

In particolare, in corrispondenza degli appoggi, le armature longitudinali devono assorbire uno sforzo pari al taglio sull'appoggio.

$$V_{Ed} = 9,70 \text{ kN} < T = A_s f_{yd} = 3,14 \cdot 6^2 \cdot 450 / 1,15 = 44233 \text{ N} = 44,23 \text{ kN.}$$

Verifica di fessurazione (SLE frequente)

Sollecitazioni

Momento flettente	M	5,44	kN m
Sforzo normale	N	0	kN

Materiali

Res. caratteristica cubica cls	R_{ck}	35	N/mm ²
Res. caratteristica cilindrica cls	f_{ck}	29,1	N/mm ²
Res. media a trazione cls	f_{ctm}	2,8	N/mm ²
Res. caratteristica a trazione cls	f_{ctk}	2,0	N/mm ²
Coefficiente omog. acciaio-cls	n	15	

Caratteristiche geometriche

Altezza sezione	H	20	cm
Larghezza sezione	B	13	cm

Fabbricati PGEP imbocchi GN01- Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01 D 13	CL	FA000 0001	A	38 di 112

Armatura compressa (1° strato)	As_1'	1,13	cm ²	1	∅ 12	$c_{s1} =$	5	cm
Armatura compressa (2° strato)	As_2'	0,00	cm ²		∅	$c_{s2} =$		cm
Armatura tesa (2° strato)	As_2	0,00	cm ²		∅	$c_{t2} =$		cm
Armatura tesa (1° strato)	As_1	3,08	cm ²	2	∅ 14	$c_{t1} =$	5	cm

Tensioni nei materiali

Compressione max nel cls.	σ_c	8,6	N/mm ²
Trazione nell'acciaio (1° strato)	σ_s	142,8	N/mm ²

Eccentricità	e (M)	∞	cm	> H/6	Sez. parzializzata
	u (M)	∞	cm		
Posizione asse neutro	y (M)	7,1	cm		
Area ideale (sez. int. reagente)	A_{id}	319	cm ²		
Mom. di inerzia ideale (sez. int. reag.)	J_{id}	10245,3	cm ⁴		
Mom. di inerzia ideale (sez. parz. N=0)	J_{id}^*	4507,93	cm ⁴		

Verifica a fessurazione

Momento di fessurazione (f_{cik})	M_{fess}^*	2	kN m	La sezione è fessurata
Fattore che tiene conto della durata del carico	k_t	0,4		
Altezza efficace	d_{eff}	4,3	cm	
Area efficace	A_{Ceff}	55,8571	cm ²	
Armatura nell'area efficace	As	3,1	cm ²	
	$\rho P_{,eff}$	0,05512		
Resistenza cilindrica media	f_{cm}	37,1	N/mm ²	
Modulo elastico del cls	E_{cm}	32.588	N/mm ²	
	α_E	6,4		
Deform. media dell'arm. - quella del cls	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	0,00055		
	k_1	0,8		
	k_2	0,5		
	k_3	3,4		

Fabbricati PGEP imbocchi GN01- Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01 D 13	CL	FA000 0001	A	39 di 112

	k_4	0,425	
Copriferro netto	c'	4,3	cm
Diámetro equivalente delle barre	\varnothing_{eq}	14,0	mm
Distanza massima tra le fessure	$s_{r,max}$	18,9	cm
Ampiezza delle fessure	$w_d = w_k$	0,10	mm

Tipo di armatura	Poco sensibile
Condizioni ambientali	Ordinarie
Stato limite	Frequente
Valore limite di apertura delle fessure	$w_3=0.4$ mm

Verifica di fessurazione (SLE quasi permanente)

Sollecitazioni

Momento flettente	M	4,93	kN m
Sforzo normale	N	0	kN

Materiali

Res. caratteristica cubica cls	R_{ck}	35	N/mm ²
Res. caratteristica cilindrica cls	f_{ck}	29,1	N/mm ²
Res. media a trazione cls	f_{ctm}	2,8	N/mm ²
Res. caratteristica a trazione cls	f_{ctk}	2,0	N/mm ²
Coefficiente omog. acciaio-cls	n	15	

Caratteristiche geometriche

Altezza sezione	H	20	cm
Larghezza sezione	B	13	cm
Armatura compressa (1° strato)	A_{S1}'	1,13	cm ²
		1	\varnothing 12 $c_{s1} = 5$ cm
Armatura compressa (2° strato)	A_{S2}'	0,00	cm ²
		\varnothing	$c_{s2} =$ cm
Armatura tesa (2° strato)	A_{S2}	0,00	cm ²
		\varnothing	$c_{t2} =$ cm

Fabbricati PGEP imbocchi GN01- Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01 D 13	CL	FA000 0001	A	40 di 112

Armatura tesa (1° strato)	As ₁	3,08	cm ²	2	Ø 14	c ₁ =	5	cm
---------------------------	-----------------	------	-----------------	---	------	------------------	---	----

Tensioni nei materiali

Compressione max nel cls.	σ _c	7,8	N/mm ²
Trazione nell'acciaio (1° strato)	σ _s	129,4	N/mm ²

Eccentricità	e (M)	∞	cm	>	H/6	Sez. parzializzata
	u (M)	∞	cm			
Posizione asse neutro	y (M)	7,1	cm			
Area ideale (sez. int. reagente)	A _{id}	319	cm ²			
Mom. di inerzia ideale (sez. int. reag.)	J _{id}	10245,3	cm ⁴			
Mom. di inerzia ideale (sez. parz. N=0)	J _{id*}	4507,93	cm ⁴			

Verifica a fessurazione

Momento di fessurazione (f _{ctk})	M _{fress*}	2	kN m	La sezione è fessurata
Fattore che tiene conto della durata del carico	k _t	0,4		
Altezza efficace	d _{eff}	4,3	cm	
Area efficace	A _{Ceff}	55,8571	cm ²	
Armatura nell'area efficace	As	3,1	cm ²	
	ρ _{p,eff}	0,05512		
Resistenza cilindrica media	f _{cm}	37,1	N/mm ²	
Modulo elastico del cls	E _{cm}	32.588	N/mm ²	
	α _E	6,4		
Deform. media dell'arm. - quella del cls	ε _{sm} - ε _{cm}	0,00048		
	k ₁	0,8		
	k ₂	0,5		
	k ₃	3,4		
	k ₄	0,425		
Copriferro netto	c'	4,3	cm	

Fabbricati PGEP imbocchi GN01- Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01 D 13	CL	FA000 0001	A	41 di 112

Diámetro equivalente delle barre	\varnothing_{eq}	14,0	mm
Distanza massima tra le fessure	$s_{r,max}$	18,9	cm
Ampiezza delle fessure	$w_d = w_k$	0,09	mm

Tipo di armatura	Poco sensibile
Condizioni ambientali	Ordinarie
Stato limite	Quasi permanente
Valore limite di apertura delle fessure	$w_2=0.3$ mm

Verifica delle tensioni in esercizio

Si calcolano le massime tensioni sia nel calcestruzzo sia nelle armature; si deve verificare che tali tensioni siano inferiori ai massimi valori consentiti di seguito riportati.

La massima tensione di compressione del calcestruzzo σ_c , deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_c < 0,60 f_{ck} = 16,80 \text{ N/mm}^2 \text{ per combinazione caratteristica (rara);}$$

$$\sigma_c < 0,45 f_{ck} = 12,60 \text{ N/mm}^2 \text{ per combinazione quasi permanente.}$$

Per l'acciaio la tensione massima, σ_s , per effetto delle azioni dovute alla combinazione caratteristica deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_s < 0,8 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2.$$

SLE rara:

$$\sigma_c = 11,80 \text{ N/mm}^2 < 0,60 f_{ck} = 12,60 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 195,60 \text{ N/mm}^2 < 0,8 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2.$$

SLE quasi permanente:

$$\sigma_c = 7,80 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 12,60 \text{ N/mm}^2$$

La verifica risulta soddisfatta.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO VELOCIZZAZIONE LINEA SAN GAVINO – SASSARI – OLBIA VARIANTE DI BAULADU					
	Fabbricati PGEP imbocchi GN01- Relazione di calcolo	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.
	RR0H	01 D 13	CL	FA000 0001	A	42 di 112

Verifica di deformabilità

Il calcolo della deformazione flessionale di solai e travi si effettua in genere mediante integrazione delle curvature tenendo conto della viscosità del calcestruzzo e, se del caso, degli effetti del ritiro.

Per il calcolo delle deformazioni flessionali si considera lo stato non fessurato (sezione interamente reagente) per tutte le parti della struttura per le quali, nelle condizioni di carico considerate, le tensioni di trazione nel calcestruzzo non superano la sua resistenza media f_{ctm} a trazione. Per le altre parti si fa riferimento allo stato fessurato, potendosi considerare l'effetto irrigidente del calcestruzzo teso fra le fessure.

Al riguardo detto p_f il valore assunto dal parametro di deformazione nella membratura interamente fessurata e p il valore assunto da detto parametro nella membratura interamente reagente, il valore di calcolo p^* del parametro è dato da

$$p^* = \zeta * p_f + (1 - \zeta) * p$$

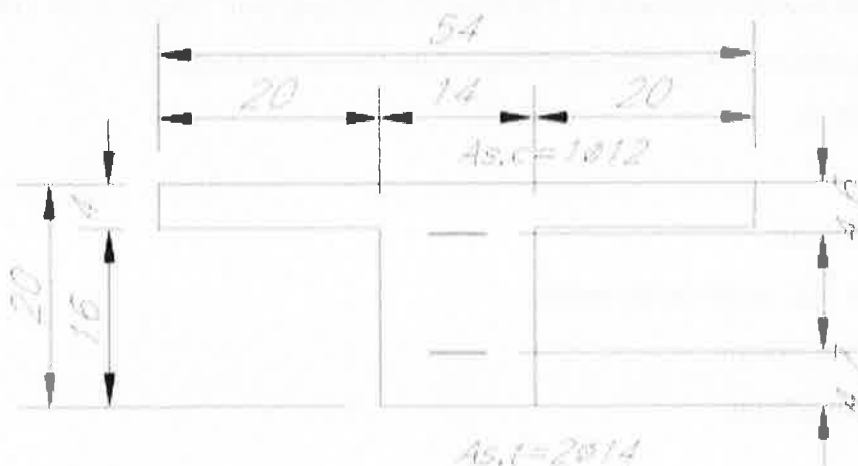
in cui:

$$\zeta = 1 - c\beta^2.$$

Nell'equazione precedente il fattore β è il rapporto tra il momento di fessurazione M_f e il momento flettente effettivo, $\beta = M_f / M$, o il rapporto tra la forza normale di fessurazione N_f e la forza normale effettiva, $\beta = N_f / N$, a seconda che la membratura sia soggetta a flessione o a trazione, e il coefficiente c assume il valore 1, nel caso di applicazione di un singolo carico di breve durata, o il valore 0,50 nel caso di carichi permanenti o per cicli di carico ripetuti.

Per quanto riguarda la salvaguardia dell'aspetto e della funzionalità dell'opera, le frecce a lungo termine di travi e solai, calcolate sotto la condizione quasi permanente dei carichi, non dovrebbero superare il limite di 1/250 della luce.

Si procede al calcolo considerando in favore di sicurezza il travetto centrale della predalle tipo, la cui rappresentazione grafica è riportata qui di seguito:



J^I = momento di inerzia sezione interamente reagente =

$$= (2 \cdot 200 \cdot 4^3 / 12 + 2 \cdot 200 \cdot 40 \cdot [(200 - 129) - 20]^2 + 200^3 \cdot 140 / 12 + 200 \cdot 140 \cdot [(200 - 129) - 100]^2) = 160630666,66 \text{ mm}^4$$

yc^I = asse neutro sezione interamente reagente =

$$= 200 - [2 \cdot 40 \cdot 200 \cdot (20 + 160) + 140 \cdot 200 \cdot 100] / (2 \cdot 40 \cdot 200 + 140 \cdot 200) = 200 - 129 = 71 \text{ mm}$$

$b = 540 \text{ mm}$;

$b_s = 140 \text{ mm}$;

$s = 40 \text{ mm}$;

$A_{s,t}$ = area armatura tesa = $2\text{Ø}14 = 308 \text{ mm}^2$;

$A_{s,c}$ = area armatura compressa = $1\text{Ø}12 = 113 \text{ mm}^2$;

$A_s = A_{s,t} + A_{s,c}$ = area totale armature;

d_G = distanza dal lembo compresso del baricentro delle armature =

$$d_G = \frac{\sum A_{s,i} \cdot d_i}{\sum A_{s,i}} = [308 \cdot (200 - 47) + 113 \cdot 46] = 124,3 \text{ mm}$$

A_{se} = area della soletta collaborante omogeneizzata ad acciaio concentrata a $s/2$ dal lembo compresso =

$$A_{se} = (b_s - b) \cdot s / n = (540 - 140) \cdot 40 / 15 = 1066,66 \text{ mm}^2$$

$$d_t = (d_G \cdot A_s + d_e \cdot A_{se}) / A_t = 34,82 \text{ mm}$$

n = coefficiente di omogeneizzazione = 15;

$$A_t = A_{se} + A_{s,t} + A_{s,c} = 1488 \text{ mm}^2$$

$$yc^{II} = \text{asse neutro sezione fessurata} = n \cdot A_t / b \cdot [(1 + 2 \cdot b \cdot d_t / n \cdot A_t)^{1/2} - 1] = 34,82 \text{ mm}$$

$J^I =$ momento d'inerzia sezione fessurata = $1/3*[b_s y_c^3 - (b_s - b) * (y_c - s)^3] + n * \sum A_{si} * (y_c - d_i)^2 = 119353773,6 \text{ mm}^4$;

$M_f =$ momento di fessurazione = $f_{ctm} * J^I / (h - y_c) = 2562867,85 \text{ Nmm} = 2,56 \text{ kNm}$;

$\beta = M_f / M_d = 2,56 / 4,93 = 0,52$;

$c = 0,50$;

$\zeta = 1 - c\beta^2 = 1 - 0,5 * 0,52^2 = 0,86$;

$q = 6,72 \text{ kN/m}$ = carico SLE quasi permanente;

$p_f = (5/384) * q * L^4 / (E * J^I) = 7,06 \text{ mm}$;

$p = (5/384) * q * L^4 / (E * J^I) = 5,25 \text{ mm}$;

$$p^* = \zeta * p_f + (1 - \zeta) * p = 6,80 \text{ mm} < L/250 = 4200/250 = 16,80 \text{ mm}$$

La verifica risulta soddisfatta.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO VELOCIZZAZIONE LINEA SAN GAVINO – SASSARI – OLBIA VARIANTE DI BAULADU					
	Fabbricati PGEP imbocchi GN01- Relazione di calcolo	COMMESSA RR0H	LOTTO 01 D 13	CODIFICA CL	DOCUMENTO FA000 0001	REV. A

8.2 Travi trasversali (30x40)

Si riportano di seguito le verifiche strutturali delle travi secondarie aventi sezione rettangolare di dimensioni 30x40 cm. Le verifiche saranno condotte per i differenti stati limite ed in corrispondenza delle sezioni maggiormente sollecitate dell'elemento per effetto della combinazione di carico più gravose.

MIN/MAX M3 SLU						
StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
Min	-13,513	45,405	-15,138	-0,7386	-20,8151	-136,278
Max	15,241	22,368	17,542	0,0805	27,6286	155,4037
MIN/MAX V2 SLU						
StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
Min	-15,241	-154,329	-17,542	-0,6288	-24,9973	-107,004
Max	15,241	167,994	17,542	0,2143	24,9973	18,0637
MIN/MAX T SLU						
StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
Min	-13,513	45,405	-15,138	-0,7386	-20,8151	-136,278
Max	13,513	129,188	15,138	0,2792	20,8151	31,6769

- Verifica di resistenza allo SLU

Si riportano di seguito le sollecitazioni di calcolo, per l'elemento maggiormente sollecitato, in corrispondenza della sezione d'appoggio e della sezione di campata (convenzione sui segni: compressione negativa (-), momento flettente che tende le fibre superiori negativo (-)).

In funzione delle sollecitazioni si è dimensionata opportunamente l'armatura longitudinale della trave perimetrale tipo:

1) Zone d'appoggio:

- Armatura superiore 5 Φ 20

- Armatura inferiore 3 Φ 20



2) Campata:

- Armatura superiore 3 Φ 20
- Armatura inferiore 5 Φ 20

In aggiunta, fuori calcolo, andranno disposti 2 Φ 12 come ferri di parete.

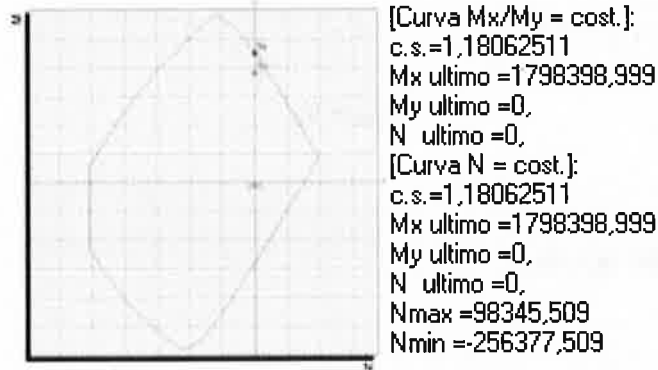


a) Verifica a flessione semplice:

Le verifiche di resistenza a flessione allo SLU (NTC2008 – 4.1.2.1.2.4) per le sezioni di appoggio e di campata sono state condotte con il supporto del software PresFLE considerando le sollecitazioni riportate nei prospetti precedenti.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO VELOCIZZAZIONE LINEA SAN GAVINO – SASSARI – OLBIA VARIANTE DI BAULADU					
	Fabbricati PGEP imbocchi GN01- Relazione di calcolo	COMMESSA RR0H	LOTTO 01 D 13	CODIFICA CL	DOCUMENTO FA000 0001	REV. A

SEZIONE A – APPOGGIO



Il momento flettente massimo nella sezione considerata tende le fibre superiori. Dalla verifica si evince che il momento massimo di calcolo ($M_{3\text{min}}$) è inferiore al valore ultimo, pertanto la verifica risulta soddisfatta.

$$M_{Ed} = M_3 = 136,278 \text{ Nm} < M_{Rd} = 179,84 \text{ kNm}$$

SEZIONE B – CAMPATA:

Il momento flettente massimo nella sezione considerata tende le fibre inferiori.

Dato che l'armatura in campata è speculare, rispetto all'asse baricentrico orizzontale della sezione, all'armatura in appoggio dalla verifica precedente si evince che il momento massimo di calcolo ($M_{3\text{max}}$) è inferiore al valore ultimo, pertanto la verifica risulta soddisfatta.

$$M_{Ed} = M_3 = 146,93 \text{ kNm} < M_{Rd} = 179,84 \text{ kNm}$$

b) Verifica a taglio:

Al fine di escludere la formazione di meccanismi inelastici dovuti al taglio, le sollecitazioni di taglio di calcolo V_{Ed} si ottengono sommando il contributo dovuto ai carichi gravitazionali agenti sulla trave, considerata incernierata agli estremi, alle sollecitazioni di taglio corrispondenti alla formazione di

cerniere plastiche nella trave e prodotte dai momenti resistenti (ultimi) delle due sezioni di plasticizzazione (generalmente quelle di estremità) amplificati del fattore di sovra resistenza γ_{Rd} assunto pari a 1.0 per CDB.

Deve risultare (NTC2008 – 4.1.2.1.3.2):

$$V_{Rd} > V_d$$

dove:

V_d = Valore di calcolo del taglio agente;

$$V_{Rd} = \min (V_{Rsd}, V_{Rcd})$$

Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di calcolo a "taglio trazione" si calcola con:

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \theta) \cdot \sin \alpha$$

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di calcolo a "taglio compressione" si calcola con:

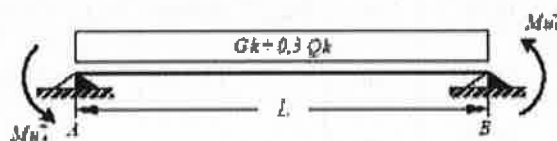
$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \theta) / (1 + \text{ctg}^2 \theta)$$

dove:

α : Angolo d'inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse dell'elemento;

θ : Angolo d'inclinazione dei puntoni in calcestruzzo rispetto all'asse dell'elemento.

• **1° Schema:**

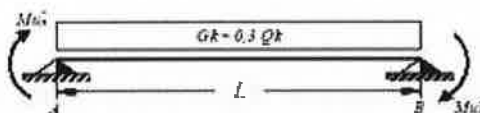


Il taglio è variabile linearmente lungo la trave ed è pari a:

$$V_A = \gamma_{Rd} \frac{Mu^+_A + Mu^+_B}{l_{trave}} + \frac{(G_k + 0,3Q_k) \cdot l_{trave}}{2}$$

$$V_B = \gamma_{Rd} \frac{Mu^+_A + Mu^+_B}{l_{trave}} - \frac{(G_k + 0,3Q_k) \cdot l_{trave}}{2}$$

• **2° Schema:**



Il taglio è variabile linearmente lungo la trave ed è pari a:

$$V_A = \gamma_{Rd} \frac{Mu^-_A + Mu^-_B}{l_{trave}} + \frac{(G_k + 0,3Q_k) \cdot l_{trave}}{2}$$

$$V_B = \gamma_{Rd} \frac{Mu^-_A + Mu^-_B}{l_{trave}} - \frac{(G_k + 0,3Q_k) \cdot l_{trave}}{2}$$

Si riporta di seguito un prospetto riepilogativo con i valori delle sollecitazioni taglianti ottenute seguendo la metodologia descritta e riportata negli schemi precedenti:

<u>Determinazione taglio di calcolo</u>						
Base	0,30	m	$M_{uA}^{(+)}$ (kNm)	$M_{uB}^{(-)}$ (kNm)	$M_{uA}^{(-)}$ (kNm)	$M_{uB}^{(+)}$ (kNm)
Altezza	0,40	m	111,56	179,84	179,84	111,56
L_{trave}	6,30	m				
$L_{influenza}$	4,20	m	1° Schema		2° Schema	
Peso proprio trave	3,00	kN/m	V_A (kN)	V_B (kN)	V_A (kN)	V_B (kN)
Carico solaio	3,00	kN/m ²	118,95	-48,12	140,63	-26,45
Carico perm. non strutt.	2,60	kN/m ²				
G_k	26,52	kN/m	$V_{2 (output)} =$	167,994	kN	
γ_Q	0,30	[-]	$V_{Ed} =$	167,994	kN	
Q_k	0,00	kN/m				
γ_{Rd}	1,00	[-]				

Poiché il valore del taglio determinato mediante la procedura sopra riportata è maggiore del taglio di calcolo ottenuto a valle dell'analisi strutturale mediante il SAP2000 ($V_2=166,08$ kN) si procede alla verifica di resistenza considerando il seguente valore del taglio massimo:

$$V_{Ed-max} = 166,08 \text{ kN}$$

Verifica a taglio

Base (m)	0,30
Altezza (m)	0,40
Copriferro (m)	0,06
Alt. Utile (m)	0,34
A_{sw} (m ²)	0,00016

\varnothing (mm)	10,00
s (V_{Ed-max}) (m)	0,11
V_{Ed-max} (kN)	168,33
f_{yd} (kN/m ²)	391304,35
f_{cd} (kN/m ²)	15866,67
f'_{cd} (kN/m ²)	7933,33
s (progetto) (m)	0,08
V_{Rcd} (kN)	364,14
V_{Rsd} (kN)	234,99
$V_{Rd} = \min(V_{Rcd}, V_{Rsd}) \geq V_{Ed-max}$	
V_{Rd} (kN)	234,99

La verifica risulta soddisfatta.

Si adotteranno nelle zone d'appoggio, per un tratto pari ad 80cm dal filo esterno del pilastro, staffe $\Phi 10 / 8$ cm, per il rispetto dei limiti normativi, mentre nelle zone centrali di campata staffe $\Phi 10 / 15$ cm.

c) Verifica a torsione:

La verifica di resistenza nei confronti della torsione (SLU) (NTC2008 – 4.1.2.1.4) consiste nel controllare che:

$$T_{Rd} \geq T_{Ed}$$

dove T_{Ed} è il valore di calcolo del momento torcente.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO VELOCIZZAZIONE LINEA SAN GAVINO – SASSARI – OLBIA VARIANTE DI BAULADU					
	Fabbricati PGEP imbocchi GN01- Relazione di calcolo	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.
	RR0H	01 D 13	CL	FA000 0001	A	52 di 112

Per elementi prismatici sottoposti a torsione semplice o combinata con altre sollecitazioni, che abbiano sezione piena o cava, lo schema resistente è costituito da un traliccio periferico in cui gli sforzi di trazione sono affidati alle armature longitudinali e trasversali ivi contenute e gli sforzi di compressione sono affidati alle bielle di calcestruzzo.

Con riferimento al calcestruzzo la resistenza si calcola con:

$$T_{Rcd} = 2 \cdot A \cdot \tau \cdot \phi'_{cd} \cdot \text{ctg}\theta / (1 + \text{ctg}\theta)$$

dove t è lo spessore della sezione cava; per sezioni piene $t = A_c/u$ dove A_c è l'area della sezione ed u è il suo perimetro; t deve essere assunta comunque ≥ 2 volte la distanza fra il bordo e il centro dell'armatura longitudinale.

Le armature longitudinali e trasversali del traliccio resistente devono essere poste entro lo spessore t del profilo periferico. Le barre longitudinali possono essere distribuite lungo detto profilo, ma comunque una barra deve essere presente su tutti i suoi spigoli.

Con riferimento alle staffe trasversali la resistenza si calcola con:

$$T_{Rsd} = 2 \cdot A \cdot (A_s/s) \cdot f_{yd} \cdot \text{ctg}\theta$$

Con riferimento all'armatura longitudinale la resistenza si calcola con:

$$T_{Rsd} = 2 \cdot A \cdot (\Sigma A_l/u_m) \cdot f_{yd} \cdot \text{ctg}\theta$$

dove si è posto:

A area racchiusa dalla fibra media del profilo periferico;

A_s area delle staffe;

u_m perimetro medio del nucleo resistente;

s passo delle staffe;

ΣA_l area complessiva delle barre longitudinali.

L'inclinazione θ delle bielle compresse di calcestruzzo rispetto all'asse della trave deve rispettare i limiti seguenti

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO VELOCIZZAZIONE LINEA SAN GAVINO – SASSARI – OLBIA VARIANTE DI BAULADU					
	Fabbricati PGEP imbocchi GN01- Relazione di calcolo	COMMESSA RR0H	LOTTO 01 D 13	CODIFICA CL	DOCUMENTO FA000 0001	REV. A

$$0,4 \leq \text{ctg } \theta \leq 2,5$$

Entro questi limiti, nel caso di torsione pura, può porsi $\text{ctg } \theta = (a_1/a_s)^{1/2}$

con: $a_1 = \Sigma A_l / u_m$

$$a_s = A_s / s$$

La resistenza alla torsione della trave è la minore delle tre sopra definite:

Calcestruzzo

Staffe Trasversali

Armatura Longitudinale

B (m)	0,30	B (m)	0,30	B (m)	0,30
H (m)	0,40	H (m)	0,40	H (m)	0,40
A_c (m ²)	0,12	A_c (m ²)	0,12	A_c (m ²)	0,12
u (m)	1,4	u (m)	1,40	u (m)	1,4
t (m)	0,09	t (m)	0,09	t (m)	0,09
A (m ²)	0,07	A_s (m ²)	0,0002	u_m (m)	1,06
f_{cd} (kN/m ²)	7933,333	A (m ²)	0,07	$\square A_l$ (m ²)	0,000226
$\text{cotg } \theta$ (-)	0,33	$s_{(prog.)}$ (m)	0,08	A (m ²)	0,07
a_1	0,0002	f_{yd} (kN/m ²)	391304,35	f_{yd} (kN/m ²)	391304,3
a_s	0,0020	$\text{cotg } \theta$ (-)	0,33	$\text{cotg } \theta$ (-)	0,33
T_{Rcd} (kNm)	22,73	T_{Rsd} (kNm)	34,15	T_{Rsd} (kNm)	34,15
T_{Ed} (kNm)			1,00		
T_{Rd} (kNm) = min ($T_{Rcd}; T_{Rsd}; T_{Rsd}$)=			22,73		

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO VELOCIZZAZIONE LINEA SAN GAVINO – SASSARI – OLBIA VARIANTE DI BAULADU					
	Fabbricati PGEP imbocchi GN01- Relazione di calcolo	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.
	RR0H	01 D 13	CL	FA000 0001	A	54 di 112

Per quanto riguarda la crisi lato calcestruzzo, la resistenza massima di una membratura soggetta a torsione e taglio è limitata dalla resistenza delle bielle compresse di calcestruzzo. Per non eccedere tale resistenza deve essere soddisfatta la seguente condizione:

$$T_{Ed} / T_{Rcd} + V_{Ed} / V_{Rcd} < 1$$

$$T_{Ed} / T_{Rcd} = 0,04$$

$$V_{Ed} / V_{Rcd} = 0,46$$

$$= 0,51$$

La verifica risulta soddisfatta.

I ferri longitudinali con cui si è calcolata la resistenza T_{Rsd} sono i ferri di parete, non contemplati nelle verifiche a flessione.

d) Verifica limitazioni armatura:

In ogni sezione della trave, il rapporto geometrico ρ relativo all'armatura tesa, indipendentemente dal fatto che l'armatura tesa sia quella al lembo superiore della sezione A_s o quella al lembo inferiore della sezione A_i , deve essere compreso entro i seguenti limiti:

$$\frac{1,4}{f_{yk}} < \rho < \rho_{comp} + \frac{3,5}{f_{yk}}$$

dove:

$$\rho = A_s / (bh)$$

Rapporto geometrico relativo all'armatura tesa

$$\rho_{comp} = A_s' / (bh)$$

Rapporto geometrico relativo all'armatura compressa

In campata:

Armatura tesa

5 \emptyset 20 mm

$A_s = 1570 \text{ mm}^2$

$\rho = A_s / (bh) = 0,013083$

Armatura compressa

3 \emptyset 20 mm

$A_s' = 942 \text{ mm}^2$

$\rho_{\text{comp}} = A_s' / (bh) = 0,00785$

$1,4 / f_{yk} = 0,003111$

$\rho_{\text{comp}} + 3,5 / f_{yk} = 0,015628$

La verifica risulta soddisfatta.

Agli appoggi:

Armatura tesa

5 \emptyset 20 mm

$A_s = 1570 \text{ mm}^2$

$\rho = A_s / (bh) = 0,013083$

Armatura compressa

Dimensioni sezione

$b = 300 \text{ mm}$

$h = 400 \text{ mm}$

$c = 60 \text{ mm}$

Dimensioni sezione

$b = 300 \text{ mm}$

$h = 400 \text{ mm}$

$c = 60 \text{ mm}$

3 \emptyset 20 mm

$$A_s' = 942 \text{ mm}^2$$

$$\rho_{comp} = A_s' / (bh) = 0,00785$$

$$1,4 / f_{yk} = 0,003111$$

$$\rho_{comp} + 3,5 / f_{yk} = 0,015628 \quad \text{La verifica risulta soddisfatta.}$$

L'armatura compressa non deve mai essere inferiore a un quarto di quella tesa:

$$\rho_{comp} \geq 0,25\rho$$

nel caso specifico risulta:

$$\rho_{comp} = A_s' / (bh) = 0,00785$$

$$0,25\rho = 0,003271 \quad \text{La verifica risulta soddisfatta.}$$

Nelle zone critiche (agli appoggi) l'armatura compressa non deve mai essere inferiore a metà di quella tesa:

$$\rho_{comp} \geq 0,50\rho$$

nel caso specifico risulta:

$$\rho_{comp} = A_s' / (bh) = 0,00785$$

$$0,50\rho = 0,006542 \quad \text{La verifica risulta soddisfatta.}$$

Le zone critiche si estendono, per CD"B", per una lunghezza pari a 1,5 volte l'altezza della sezione della

	PROGETTO DEFINITIVO VELOCIZZAZIONE LINEA SAN GAVINO – SASSARI – OLBIA VARIANTE DI BAULADU					
	Fabbricati PGEP imbocchi GN01- Relazione di calcolo	COMMESSA RR0H	LOTTO 01 D 13	CODIFICA CL	DOCUMENTO FA000 0001	REV. A

trave, misurata a partire dalla faccia del nodo trave-pilastro o da entrambi i lati a partire dalla sezione di prima plasticizzazione.

Nelle zone critiche devono essere previste staffe di contenimento. La prima staffa di contenimento deve distare non più di 5 cm dalla sezione a filo pilastro; le successive devono essere disposte ad un passo non superiore alla minore tra le grandezze seguenti:

- un quarto dell'altezza utile della sezione trasversale;
- 225 mm (per CD"B");
- 8 volte il diametro minimo delle barre longitudinali considerate ai fini delle verifiche (per CD"B")
- 24 volte il diametro delle armature trasversali.

$$\begin{array}{rcl}
 & d/4 = & 85 \text{ mm} \\
 s = & 80,00 \text{ mm} & < & 225 \text{ mm} \\
 & 8\varnothing_{l \min} = & 160 \text{ mm} \\
 & 24\varnothing_{st} = & 240 \text{ mm}
 \end{array}$$

Devono inoltre essere rispettati i limiti previsti per le travi in calcestruzzo in zona non sismica (punto 4.1.6.1.1 delle NTC2008).

L'area dell'armatura longitudinale in zona tesa non deve essere inferiore a:

$$A_{s, \min} = 0.26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t \cdot d$$

e comunque non minore di $0.0013 b_t d$

$f_{ctm} = 2,77$ MPa valore medio della resistenza a trazione assiale

$f_{yk} = 450,00$ MPa resistenza caratteristica a trazione dell'armatura

$b_t = 300,00$ mm larghezza media della zona tesa

$A_{smin} = 163,03$ mm²

$A_s = 1570,00$ mm² La verifica risulta soddisfatta.

Negli appoggi di estremità all'intradosso deve essere disposta un'armatura efficacemente ancorata, calcolata per uno sforzo di trazione pari al taglio:

$A_s = 942,00$ mm²

$V_{Ed} = 168,33$ kN

$f_{yk} = 450,00$ MPa

$\gamma_s = 1,15$

$f_{yd} = 391,30$ MPa

$V_{Rd} = A_s \times f_{yd} = 368,61$ kN La verifica risulta soddisfatta.

Al di fuori delle zone di sovrapposizione, l'area di armatura tesa o compressa non deve superare individualmente $A_{s,max} = 0,04 A_c$, essendo A_c l'area della sezione trasversale di calcestruzzo.

Nel caso in esame risulta:

$A_s = 1570,00$ mm² La verifica risulta soddisfatta.

$A_s' = 942,00$ mm² La verifica risulta soddisfatta.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO VELOCIZZAZIONE LINEA SAN GAVINO – SASSARI – OLBIA VARIANTE DI BAULADU					
	Fabbricati PGEP imbocchi GN01- Relazione di calcolo	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.
	RR0H	01 D 13	CL	FA000 0001	A	59 di 112

$$0,04A_c = 4800,00 \text{ mm}^2$$

Le travi devono prevedere armatura trasversale costituita da staffe con sezione complessiva non inferiore ad $A_{st} = 1,5 b \text{ mm}^2/\text{m}$ essendo b lo spessore minimo dell'anima in millimetri, con un minimo di tre staffe al metro e comunque passo non superiore a 0,8 volte l'altezza utile della sezione;

$$A_{st,min} = 1,5 b = 450,00 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$A_{sw} = 157,00 \text{ mm}^2$$

$$s = 0,15 \text{ m}$$

$$A_{st} = A_{sw} / s = 1046,67 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

La verifica risulta soddisfatta.

$$0,8d = 272,00 \text{ mm}$$

La verifica risulta soddisfatta.

In ogni caso almeno il 50% dell'armatura necessaria per il taglio deve essere costituita da staffe.

Per gli elementi in esame l'armatura trasversale è costituita solo da staffe.

• **Verifiche agli stati limite di esercizio - SLE**

Le verifiche nei confronti degli stati limite di esercizio degli elementi strutturali si effettuano in termini di:

- verifica di fessurazione;
- verifica delle tensioni di esercizio.

Nel caso in esame è necessario effettuare le verifiche degli elementi strutturali in termini di resistenza (punto 7.3.7.1 delle NTC2008) dato che il fabbricato tecnologico in esame ricade in classe d'uso IV. Tale verifica si ritiene implicitamente soddisfatta avendo verificato allo SLU anche le combinazioni allo SLD. Di seguito si riportano le sollecitazioni massime e minime allo SLE rara, frequente e quasi permanente.

MIN/MAX M3 SLER						
StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
Min	0	103,778	-5,60E-17	0,0181	-5,60E-17	-80,1072
Max	0	7,492	1,67E-16	0,0537	8,33E-17	113,9448
MIN/MAX M3 SLER						
StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
Min	-1,40E-14	70,843	-8,30E-17	-0,0271	-2,80E-17	-48,834
Max	0	1,388	8,33E-17	0,0162	4,16E-17	86,2199
MIN/MAX M3 SLER						
StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
Min	0	-81,45	0	-7,10E-15	0	-44,4699
Max	0	-1,30E-14	0	-3,30E-15	0	79,3748

a) Verifiche di fessurazione:

Avendo adottato acciai ordinari si rientra nel gruppo di armature poco sensibili alla corrosione. Pertanto sulla base della tabella 4.1.IV – NTC2008 è possibile definire lo stato limite di fessurazione in funzione delle condizioni ambientali (ordinarie) e dell'armatura (poco sensibile), prendendo in considerazione le combinazioni quasi permanenti e frequenti. Nel caso in esame lo stato limite di fessurazione da considerare è lo *stato limite di apertura delle fessure*. La verifica consiste nell'accertarsi che il valore di calcolo di apertura delle fessure (w_d) non supera il valore limite fissato per la combinazione considerata. In particolare:

- per la combinazione di carico frequente bisogna accertarsi che risulti: $w_d < w_3 = 0.4$ mm;
- per la combinazione di carico quasi permanente bisogna accertarsi che risulti: $w_d < w_2 = 0.3$ mm.
- Combinazione delle azioni FREQUENTE (SLE):

Sollecitazioni

Fabbricati PGEP imbocchi GN01- Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01 D 13	CL	FA000 0001	A	61 di 112

Momento flettente	M	87	kN m
Sforzo normale	N	0	kN

Materiali

Res. caratteristica cubica cls	R_{ck}	35	N/mm ²
Res. caratteristica cilindrica cls	f_{ck}	29,1	N/mm ²
Res. media a trazione cls	f_{ctm}	2,8	N/mm ²
Res. caratteristica a trazione cls	f_{ctk}	2,0	N/mm ²
Coefficiente omog. acciaio-cls	n	15	

Caratteristiche geometriche

Altezza sezione	H	40	cm			
Larghezza sezione	B	30	cm			
Armatura compressa (1° strato)	A_{s1}'	9,42	cm ²	3	∅ 20	$c_{s1} = 6$ cm
Armatura compressa (2° strato)	A_{s2}'	0,00	cm ²		∅	$c_{s2} =$ cm
Armatura tesa (2° strato)	A_{s2}	0,00	cm ²		∅	$c_{i2} =$ cm
Armatura tesa (1° strato)	A_{s1}	15,71	cm ²	5	∅ 20	$c_{i1} = 6$ cm

Tensioni nei materiali

Compressione max nel cls.	σ_c	9,9	N/mm ²
Trazione nell'acciaio (1° strato)	σ_s	192,5	N/mm ²

Eccentricità e (M) ∞ cm $> H/6$ Sez. parzializzata

u (M) ∞ cm

Posizione asse neutro	y (M)	14,8	cm
Area ideale (sez. int. reagente)	A _{id}	1552	cm ²
Mom. di inerzia ideale (sez. int. reag.)	J _{id}	233890	cm ⁴
Mom. di inerzia ideale (sez. parz. N=0)	J _{id} *	130224	cm ⁴

Verifica a fessurazione

Momento di fessurazione (f _{ctk})	M _{fess} *	23	kN m	La sezione è fessurata
Fattore che tiene conto della durata del carico	k _t	0,4		
Altezza efficace	d _{eff}	8,4	cm	
Area efficace	A _{Ceff}	252,07	cm ²	
Armatura nell'area efficace	A _s	15,7	cm ²	
	ρ _{p,eff}	0,06232		
Resistenza cilindrica media	f _{cm}	37,1	N/mm ²	
Modulo elastico del cls	E _{cm}	32.588	N/mm ²	
	α _E	6,4		
Deform. media dell'arm. - quella del cls	ε _{sm} - ε _{cm}	0,0008		
	k ₁	0,8		
	k ₂	0,5		
	k ₃	3,4		
	k ₄	0,425		
Copriferro netto	c'	5,0	cm	
Diámetro equivalente delle barre	Ø _{eq}	20,0	mm	

Fabbricati PGEP imbocchi GN01- Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01 D 13	CL	FA000 0001	A	63 di 112

Distanza massima tra le fessure $S_{r,max}$ 22,5 cm

Ampiezza delle fessure $w_d = w_k$ 0,18 mm

Tipo di armatura Poco sensibile

Condizioni ambientali Ordinarie

Stato limite Frequente

Valore limite di apertura delle fessure $w_3=0.4$ mm

- Combinazione delle azioni QUASI PERMANENTE (SLE):

Sollecitazioni

Momento flettente	M	75	kN m
Sforzo normale	N	0	kN

Materiali

Res. caratteristica cubica cls	R_{ck}	35	N/mm ²
Res. caratteristica cilindrica cls	f_{ck}	29,1	N/mm ²
Res. media a trazione cls	f_{ctm}	2,8	N/mm ²
Res. caratteristica a trazione cls	f_{ctk}	2,0	N/mm ²
Coefficiente omog. acciaio-cls	n	15	

Caratteristiche geometriche

Altezza sezione	H	40	cm
Larghezza sezione	B	30	cm
Armatura compressa (1° strato)	A_{s1}	9,42	cm ² 3 Ø 20 $c_{s1} = 6$ cm

Fabbricati PGEP imbochi GN01- Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01 D 13	CL	FA000 0001	A	64 di 112

Armatura compressa (2° strato)	A_{s2}'	0,00	cm ²	Ø	$c_{s2} =$	cm
Armatura tesa (2° strato)	A_{s2}	0,00	cm ²	Ø	$c_{i2} =$	cm
Armatura tesa (1° strato)	A_{s1}	15,71	cm ²	5 Ø 20	$c_{i1} =$	6 cm

Tensioni nei materiali

Compressione max nel cls.	σ_c	9,1	N/mm ²
Trazione nell'acciaio (1° strato)	σ_s	177,0	N/mm ²

Eccentricità	e (M)	∞	cm	> H/6	Sez. parzializzata
	u (M)	∞	cm		
Posizione asse neutro	y (M)	14,8	cm		
Area ideale (sez. int. reagente)	A_{id}	1552	cm ²		
Mom. di inerzia ideale (sez. int. reag.)	J_{id}	233890	cm ⁴		
Mom. di inerzia ideale (sez. parz. N=0)	J_{id}^*	130224	cm ⁴		

Verifica a fessurazione

Momento di fessurazione (f_{ctk})	M_{fess}^*	23	kN m	La sezione è fessurata
Fattore che tiene conto della durata del carico	k_t	0,4		
Altezza efficace	d_{eff}	8,4	cm	
Area efficace	A_{Ceff}	252,07	cm ²	
Armatura nell'area efficace	A_s	15,7	cm ²	
	$\rho_{p,eff}$	0,06232		
Resistenza cilindrica media	f_{cm}	37,1	N/mm ²	

Modulo elastico del cls	E_{cm}	32.588	N/mm ²
	α_E	6,4	
Deform. media dell'arm. - quella del cls	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	0,00072	
	k_1	0,8	
	k_2	0,5	
	k_3	3,4	
	k_4	0,425	
Copriferro netto	c'	5,0	cm
Diámetro equivalente delle barre	\varnothing_{eq}	20,0	mm
Distanza massima tra le fessure	$s_{r,max}$	22,5	cm
Ampiezza delle fessure	$w_d = w_k$	0,16	mm

Tipo di armatura	Poco sensibile
Condizioni ambientali	Ordinarie
Stato limite	Quasi permanente
Valore limite di apertura delle fessure	$w_2=0.3$ mm

b) Verifiche delle tensioni di esercizio:

Per completare il quadro delle verifiche agli stati limite di esercizio (SLE) è necessario controllare le tensioni di esercizio, in accordo con quanto riportato al punto 4.1.2.2.5 delle NTC2008. In particolare bisogna verificare che:

- Per il calcestruzzo compresso:

$$\sigma_c < 0.60 f_{ck} = 16,8 \text{ MPa} \quad (\text{per combinazione caratteristica rara});$$

$$\sigma_c < 0.45 f_{ck} = 12,6 \text{ MPa} \quad (\text{per combinazione quasi permanente});$$

- Per l'acciaio:

$$\sigma_s < 0.80 f_{yk} = 360 \text{ MPa} \quad (\text{per combinazione caratteristica rara}).$$

Di seguito si riportano le tensioni di esercizio determinate in corrispondenza della combinazione che produce il valore di tensione più gravoso distinguendo tra combinazioni rare e quasi permanenti. Dalle tabelle seguenti, nelle quali accanto a ciascun valore di tensione viene indicato il corrispondente valore limite, si evince che le verifiche delle tensioni di esercizio risultano soddisfatte.

Tensioni nei materiali SLE RARA

Compressione max nel cls.	σ_c	13,1	N/mm ²
Trazione nell'acciaio (1° strato)	σ_s	254,4	N/mm ²

Tensioni nei materiali SLE QUASI PERMANENTE

Compressione max nel cls.	σ_c	9,1	N/mm ²
Trazione nell'acciaio (1° strato)	σ_s	177,0	N/mm ²

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO VELOCIZZAZIONE LINEA SAN GAVINO – SASSARI – OLBIA VARIANTE DI BAULADU					
	Fabbricati PGEP imbocchi GN01- Relazione di calcolo	COMMESSA RR0H	LOTTO 01 D 13	CODIFICA CL	DOCUMENTO FA000 0001	REV. A

8.3 Trave longitudinale (30x40)

Si riportano di seguito le verifiche strutturali delle travi trasversali aventi sezione rettangolare di dimensioni 30x40 cm. Le verifiche saranno condotte per i differenti stati limite ed in corrispondenza delle sezioni maggiormente sollecitate dell'elemento per effetto delle combinazioni di carico più gravose.

- **Verifica di resistenza allo SLU**

Si riportano di seguito le sollecitazioni di calcolo, per l'elemento maggiormente sollecitato, in corrispondenza della sezione d'appoggio e della sezione di campata (convenzione sui segni: compressione negativa (-), momento flettente che tende le fibre superiori negativo (-)).

MIN/MAX M3 SLU				
StepType	P	V2	V3	T
Text	KN	KN	KN	KN-m
Min	-3,999	-52,747	-4,371	-9,742
Max	3,999	40,254	4,371	-1,7035
MIN/MAX V2 SLU				
StepType	P	V2	V3	T
Text	KN	KN	KN	KN-m
Min	-3,999	-52,747	-4,371	-9,742
Max	3,999	52,747	4,371	-1,7035
MIN/MAX TSLU				
StepType	P	V2	V3	T
Text	KN	KN	KN	KN-m
Min	-3,999	4,314	-4,371	-11,9679
Max	3,999	42,809	4,371	11,744

In funzione delle sollecitazioni si è dimensionata opportunamente l'armatura longitudinale della trave tipo.

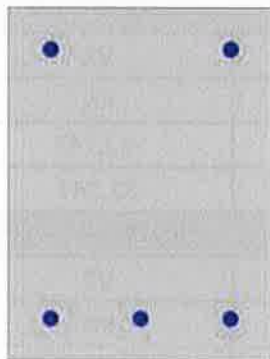
1) Zone d'appoggio:

- Armatura superiore 3 Φ 16
- Armatura inferiore 2 Φ 16



2) Campata:

- Armatura superiore 2 Φ 16
- Armatura inferiore 3 Φ 16



In aggiunta, fuori calcolo, andranno disposti 2 Φ 12 come ferri di parete.

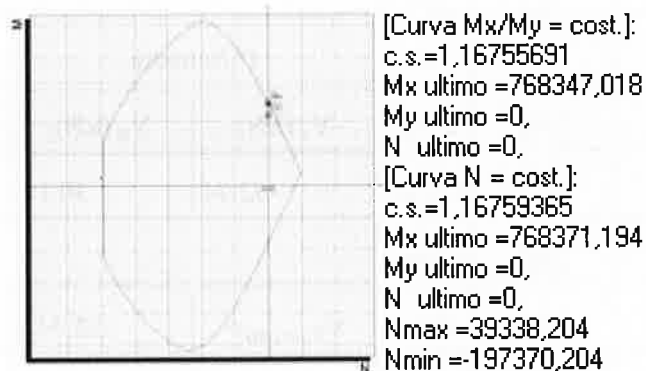
a) Verifica a flessione:

Le verifiche di resistenza a flessione allo SLU (NTC2008 – 4.1.2.1.2.4) per le sezioni di appoggio e di campata sono state condotte con il supporto del software PresFLE considerando le sollecitazioni riportate nei prospetti precedenti.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO VELOCIZZAZIONE LINEA SAN GAVINO – SASSARI – OLBIA VARIANTE DI BAULADU					
	Fabbricati PGEP imbocchi GN01- Relazione di calcolo	COMMESSA RR0H	LOTTO 01 D 13	CODIFICA CL	DOCUMENTO FA000 0001	REV. A

SEZIONE A – APPOGGIO

Il momento flettente massimo nella sezione considerata tende le fibre superiori. Dalla verifica si evince che il momento massimo di calcolo (M_x) è inferiore al valore ultimo, pertanto la verifica risulta soddisfatta.



La verifica è soddisfatta in quanto:

$$M_{Rd} = 76,84 \text{ kNm} > M_{Ed} = 63,8349 \text{ kNm.}$$

SEZIONE B – CAMPATA

Il momento flettente massimo nella sezione considerata tende le fibre inferiori.

Dato che l'armatura in campata è speculare, rispetto all'asse baricentrico orizzontale della sezione, all'armatura in appoggio dalla verifica precedente si evince che il momento massimo di calcolo ($M_{3 \text{ max}}$) è inferiore al valore ultimo, pertanto la verifica risulta soddisfatta.

La verifica è soddisfatta in quanto:

$$b) \quad M_{Rd} = 76,84 \text{ kNm} > M_{Ed} = 49,5054 \text{ kNm.}$$

c) Verifica a taglio:

Si riporta di seguito un prospetto riepilogativo con i valori delle sollecitazioni taglianti ottenute seguendo la metodologia descritta e riportata nel capitolo delle travi trasversali:

<u>Determinazione taglio di calcolo</u>						
Base	0,30	m	$M_{uA}^{(+)}$ (kNm)	$M_{uB}^{(-)}$ (kNm)	$M_{uA}^{(-)}$ (kNm)	$M_{uB}^{(+)}$ (kNm)
Altezza	0,40	m	76,83	52,23	52,23	76,23
L_{trave}	4,20	m				
$L_{influenza}$	0,00	m	1° Schema		2° Schema	
Peso proprio trave	3,00	kN/m	V_A (kN)	V_B (kN)	V_A (kN)	V_B (kN)
Carico solaio	3,00	kN/m ²	42,74	30,14	31,17	18,57
Carico perm. non strutt.	2,60	kN/m ²				
G_k	3,00	kN/m	$V_{2(output)} =$	52,747	kN	
γ_Q	0,30	[-]	$V_{Ed} =$	52,747	kN	
Q_k	0,00	kN/m				
γ_{Rd}	1,00	[-]				

Poiché il valore del taglio determinato mediante la procedura sopra riportata è minore del taglio di calcolo ottenuto a valle dell'analisi strutturale mediante il SAP2000, si procede alla verifica di resistenza considerando il seguente valore del taglio massimo:

$$V_{Ed-max} = 52,747 \text{ kN}$$

Verifica a taglio

Base (m)	0,30
Altezza (m)	0,40
Copriferro (m)	0,06
Alt. Utile (m)	0,34
A_{sw} (m ²)	0,00010
Ø (mm)	8,00

$s (V_{Ed-max})$ (m)	0,23
V_{Ed-max} (kN)	52,747
f_{yd} (kN/m ²)	391304,35
f_{cd} (kN/m ²)	15866,67
f'_{cd} (kN/m ²)	7933,33
s (progetto) (m)	0,08
V_{Rcd} (kN)	368,42
V_{Rsd} (kN)	152,16
$V_{Rd} = \min(V_{Rcd}; V_{Rsd}) \geq V_{Ed-max}$	
V_{Rd} (kN)	152,16

La verifica risulta soddisfatta.

Si adotteranno nelle zone critiche (agli appoggi), per un tratto pari a 80 cm dal filo esterno del pilastro, staffe $\Phi 8 / 8$ cm, mentre nelle zone centrali di campata staffe $\Phi 8 / 20$ cm.

d) Verifica a torsione:

Si riporta il prospetto della verifica così come descritto nel capitolo precedente per le travi trasversali.

<u>Calcestruzzo</u>		<u>Staffe Trasversali</u>		<u>Armatura Longitudinale</u>	
B (m)	0,30	B (m)	0,30	B (m)	0,30
H (m)	0,40	H (m)	0,40	H (m)	0,40
A_c (m ²)	0,12	A_c (m ²)	0,12	A_c (m ²)	0,12
u (m)	1,4	u (m)	1,40	u (m)	1,4
t (m)	0,09	t (m)	0,09	t (m)	0,09
A (m ²)	0,07	A_s (m ²)	0,0001	u_m (m)	1,06

f_{cd} (kN/m ²)	7933,333	A (m ²)	0,07	ΣA_1 (m ²)	0,000226
$\cotg\theta$ (-)	0,41	s _(prog.) (m)	0,08	A (m ²)	0,07
a ₁	0,0002	f _{yd} (kN/m ²)	391304,35	f _{yd} (kN/m ²)	391304,3
a _s	0,0013	$\cotg\theta$ (-)	0,41	$\cotg\theta$ (-)	0,41
T_{Rcd} (kNm)	26,75	T_{Rsd} (kNm)	27,32	T_{Rsd} (kNm)	27,32
T_{Ed} (kNm)			12,00		
T_{Rd} (kNm) = min (T_{Rcd}; T_{Rsd}; T_{Rsd})=			26,75		

Per quanto riguarda la crisi lato calcestruzzo, la resistenza massima di una membratura soggetta a torsione e taglio è limitata dalla resistenza delle bielle compresse di calcestruzzo. Per non eccedere tale resistenza deve essere soddisfatta la seguente condizione:

$$T_{Ed} / T_{Rcd} + V_{Ed} / V_{Rcd} < 1$$

$$T_{Ed} / T_{Rcd} = 0,45$$

$$V_{Ed} / V_{Rcd} = 0,15$$

$$= 0,60$$

La verifica risulta soddisfatta.

I ferri longitudinali con cui si è calcolata la resistenza T_{Rsd} sono i ferri di parete, non contemplati nelle verifiche a flessione.

e) Verifica limitazioni armatura:

In ogni sezione della trave, il rapporto geometrico ρ relativo all'armatura tesa, indipendentemente dal fatto che l'armatura tesa sia quella al lembo superiore della sezione A_s o quella al lembo inferiore della sezione A_i, deve essere compreso entro i seguenti limiti:

$$\frac{1,4}{f_{yk}} < \rho < \rho_{comp} + \frac{3,5}{f_{yk}}$$

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO VELOCIZZAZIONE LINEA SAN GAVINO – SASSARI – OLBIA VARIANTE DI BAULADU					
	Fabbricati PGEP imbocchi GN01- Relazione di calcolo	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.
	RR0H	01 D 13	CL	FA000 0001	A	73 di 112

dove:

$$\rho = A_s / (bh)$$

Rapporto geometrico relativo all'armatura tesa

$$\rho_{comp} = A_s' / (bh)$$

Rapporto geometrico relativo all'armatura compressa

In campata:

Armatura tesa

Dimensioni sezione

$$3 \quad \emptyset \quad 16 \text{ mm}$$

$$b = 300 \text{ mm}$$

$$h = 400 \text{ mm}$$

$$A_s = 602,88 \text{ mm}^2$$

$$c = 56 \text{ mm}$$

$$\rho = A_s / (bh) = 0,005024$$

Armatura compressa

$$2 \quad \emptyset \quad 16 \text{ mm}$$

$$A_s' = 401,92 \text{ mm}^2$$

$$\rho_{comp} = A_s' / (bh) = 0,003349$$

$$1,4 / f_{yk} = 0,003111$$

$$\rho_{comp} + 3,5 / f_{yk} = 0,011127$$

La verifica risulta soddisfatta.

Agli appoggi:

Armatura tesa

Dimensioni sezione

$$3 \quad \emptyset \quad 16 \text{ mm}$$

$$b = 300 \text{ mm}$$

$$h = 400 \text{ mm}$$

$$A_s = 602,88 \text{ mm}^2$$

$$c = 56 \text{ mm}$$

$$\rho = A_s / (bh) = 0,005024$$

Armatura compressa

2 \emptyset 16 mm

$$A_s' = 401,92 \text{ mm}^2$$

$$\rho_{\text{comp}} = A_s' / (bh) = 0,003349$$

$$1,4 / f_{yk} = 0,003111$$

$$\rho_{\text{comp}} + 3,5 / f_{yk} = 0,011127 \quad \text{La verifica risulta soddisfatta.}$$

L'armatura compressa non deve mai essere inferiore a un quarto di quella tesa:

$$\rho_{\text{comp}} \geq 0,25\rho$$

nel caso specifico risulta:

$$\rho_{\text{comp}} = A_s' / (bh) = 0,003349$$

$$0,25\rho = 0,001256 \quad \text{La verifica risulta soddisfatta.}$$

Nelle zone critiche (agli appoggi) l'armatura compressa non deve mai essere inferiore a metà di quella tesa:

$$\rho_{\text{comp}} \geq 0,50\rho$$

nel caso specifico risulta:

$$\rho_{\text{comp}} = A_s' / (bh) = 0,003349$$

$$0,50\rho = 0,002512 \quad \text{La verifica risulta soddisfatta.}$$

Le zone critiche si estendono, per CD"B", per una lunghezza pari a 1,5 volte l'altezza della sezione della trave, misurata a partire dalla faccia del nodo trave-pilastro o da entrambi i lati a partire dalla sezione di prima plasticizzazione.

Nelle zone critiche devono essere previste staffe di contenimento. La prima staffa di contenimento deve distare non più di 5 cm dalla sezione a filo pilastro; le successive devono essere disposte ad un passo

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO VELOCIZZAZIONE LINEA SAN GAVINO – SASSARI – OLBIA VARIANTE DI BAULADU					
	Fabbricati PGEP imbocchi GN01- Relazione di calcolo	COMMESSA RR0H	LOTTO 01 D 13	CODIFICA CL	DOCUMENTO FA000 0001	REV. A

non superiore alla minore tra le grandezze seguenti:

- un quarto dell'altezza utile della sezione trasversale;
- 225 mm (per CD"B");
- 8 volte il diametro minimo delle barre longitudinali considerate ai fini delle verifiche (per CD"B");
- 24 volte il diametro delle armature trasversali.

$$\begin{aligned}
 & d/4 = 86 \text{ mm} \\
 s = 80,00 \text{ mm} & < 225 \text{ mm} \\
 & 8\varnothing_{l \min} = 128 \text{ mm} \\
 & 24\varnothing_{st} = 192 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Devono inoltre essere rispettati i limiti previsti per le travi in calcestruzzo in zona non sismica (punto 4.1.6.1.1 delle NTC2008).

L'area dell'armatura longitudinale in zona tesa non deve essere inferiore a:

$$A_{s, \min} = 0.26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t \cdot d$$

e comunque non minore di $0.0013 b_t d$

$f_{ctm} =$	2,77 MPa	valore medio della resistenza a trazione assiale
$f_{yk} =$	450,00 MPa	resistenza caratteristica a trazione dell'armatura
$b_t =$	300,00 mm	larghezza media della zona tesa
$A_{s \min} =$	164,94 mm ²	
$A_s =$	602,88 mm ²	La verifica risulta soddisfatta.

Negli appoggi di estremità all'intradosso deve essere disposta un'armatura efficacemente ancorata, calcolata per uno sforzo di trazione pari al taglio:

$$A_s = 401,92 \text{ mm}^2$$

$$V_{Ed} = 53,81 \text{ kN}$$

$$f_{yk} = 450,00 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$f_{yd} = 391,30 \text{ MPa}$$

$$V_{Rd} = A_s \times f_{yd} = 157,27 \text{ kN}$$

La verifica risulta soddisfatta.

Al di fuori delle zone di sovrapposizione, l'area di armatura tesa o compressa non deve superare individualmente $A_{s,max} = 0,04 A_c$, essendo A_c l'area della sezione trasversale di calcestruzzo.

Nel caso in esame risulta:

$$A_s = 602,88 \text{ mm}^2$$

La verifica risulta soddisfatta.

$$A_s' = 401,92 \text{ mm}^2$$

La verifica risulta soddisfatta.

$$0,04A_c = 4800,00 \text{ mm}^2$$

Le travi devono prevedere armatura trasversale costituita da staffe con sezione complessiva non inferiore ad $A_{st} = 1,5 b \text{ mm}^2/\text{m}$ essendo b lo spessore minimo dell'anima in millimetri, con un minimo di tre staffe al metro e comunque passo non superiore a 0,8 volte l'altezza utile della sezione;

$$A_{st,min} = 1,5 b = 450,00 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$A_{sw} = 157,00 \text{ mm}^2$$

$$s = 0,20 \text{ m}$$

$$A_{st} = A_{sw} / s = 785,00 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

La verifica risulta soddisfatta.

$$0,8d = 275,20 \text{ mm}$$

La verifica risulta soddisfatta.

In ogni caso almeno il 50% dell'armatura necessaria per il taglio deve essere costituita da staffe.

Per gli elementi in esame l'armatura trasversale è costituita solo da staffe.

• **Verifiche agli stati limite di esercizio - SLE**

Le verifiche nei confronti degli stati limite di esercizio degli elementi strutturali si effettuano in termini di:

- verifica di fessurazione;
- verifica delle tensioni di esercizio.

MIN/MAX M3 SLER						
StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
Min	-2,80E-14	27,425	-2,573	-8,5641	0,8307	-20,368
Max	2,84E-14	0,655	0,661	-6,7105	-0,4852	12,7013
MIN/MAX M3 SLEF						
StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
Min	-1,40E-14	27,17	-0,515	-5,1716	-1,50E-15	-18,9978
Max	1,42E-14	-0,069	0,132	-4,5111	9,88E-16	12,4106
MIN/MAX M3 SLEQP						
StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
Min	0	27,253	0	4,5546	0	-18,6297
Max	0	-0,272	0	4,5546	0	12,315

Dato che i valori delle sollecitazioni agli stati limite di esercizio sono molto prossimi tra di loro, nelle verifiche di fessurazione e delle tensioni di esercizio per rapidità di calcolo si considereranno solo le sollecitazioni in combinazione SLE rara, adottando i limiti normativi più severi, in particolare:

- $w_d < w_2 = 0.3 \text{ mm}$.
- $\sigma_s < 0.80 f_{yk} = 360 \text{ N/mm}^2$
- $\sigma_c < 0.45 f_{ck} = 12,6 \text{ N/mm}^2$

a) Verifiche di fessurazione:

Sollecitazioni

Momento flettente	M	21	kN m
Sforzo normale	N	0	kN

Materiali

Res. caratteristica cubica cls	R_{ck}	35	N/mm^2
Res. caratteristica cilindrica cls	f_{ck}	29,1	N/mm^2
Res. media a trazione cls	f_{ctm}	2,8	N/mm^2
Res. caratteristica a trazione cls	f_{ctk}	2,0	N/mm^2
Coefficiente omog. acciaio-cls	n	15	

Caratteristiche geometriche

Altezza sezione	H	40	cm		
Larghezza sezione	B	30	cm		
Armatura compressa (1° strato)	As_1'	4,02	cm^2	2 \emptyset 16	$c_{s1} = 5,6 \text{ cm}$
Armatura compressa (2° strato)	As_2'	0,00	cm^2	\emptyset	$c_{s2} = \text{cm}$
Armatura tesa (2° strato)	As_2	0,00	cm^2	\emptyset	$c_{t2} = \text{cm}$
Armatura tesa (1° strato)	As_1	6,03	cm^2	3 \emptyset 16	$c_{t1} = 5,6 \text{ cm}$

Tensioni nei materiali

Compressione max nel cls.	σ_c	3,6	N/mm ²
Trazione nell'acciaio (1° strato)	σ_s	114,3	N/mm ²

Eccentricità	e (M)	∞	cm	> H/6	Sez. parzializzata
	u (M)	∞	cm		
Posizione asse neutro	y (M)	11,0	cm		
Area ideale (sez. int. reagente)	A_{id}	1341	cm ²		
Mom. di inerzia ideale (sez. int. reag.)	J_{id}	191269	cm ⁴		
Mom. di inerzia ideale (sez. parz. N=0)	J_{id*}	64609,8	cm ⁴		

Verifica a fessurazione

Momento di fessurazione (f_{ctk})	M_{fess}^*	19	kN m	La sezione è fessurata
Fattore che tiene conto della durata del carico	k_t	0,4		
Altezza efficace	d_{eff}	9,7	cm	
Area efficace	$A_{C_{eff}}$	290,49	cm ²	
Armatura nell'area efficace	A_s	6,0	cm ²	
	$\rho_{p,eff}$	0,02076		
Resistenza cilindrica media	f_{cm}	37,1	N/mm ²	
Modulo elastico del cls	E_{cm}	32.588	N/mm ²	
	α_E	6,4		
Deform. media dell'arm. - quella del cls	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	0,00033		
	k_1	0,8		
	k_2	0,5		
	k_3	3,4		
	k_4	0,425		
Copriferro netto	c'	4,8	cm	
Diámetro equivalente delle barre	\varnothing_{eq}	16,0	mm	

Fabbricati PGEP imbocchi GN01- Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01 D 13	CL	FA000 0001	A	80 di 112

Distanza massima tra le fessure

$S_{r,max}$ 29,4 cm

Ampiezza delle fessure

$w_d = w_k$ **0,10** mm

Tipo di armatura

Poco sensibile

Condizioni ambientali

Ordinarie

Stato limite

Quasi permanente

Valore limite di apertura delle fessure

$w_2=0.3$ mm

b) Verifiche delle tensioni di esercizio:

Tensioni nei materiali

Compressione max nel cls.

σ_c **3,6** N/mm²

Trazione nell'acciaio (1° strato)

σ_s **114,3** N/mm²

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO VELOCIZZAZIONE LINEA SAN GAVINO – SASSARI – OLBIA VARIANTE DI BAULADU					
	Fabbricati PGEF imboochi GN01- Relazione di calcolo	COMMESSA RR0H	LOTTO 01 D 13	CODIFICA CL	DOCUMENTO FA000 0001	REV. A

8.4 Pilastri (40x30)

Si riportano di seguito le verifiche strutturali dei pilastri aventi sezione rettangolare di dimensioni 30x40 cm. Le verifiche saranno condotte per i differenti stati limite ed in corrispondenza delle sezioni maggiormente sollecitate dell'elemento per effetto delle combinazioni di carico più gravose.

Preliminarmente alla verifica di resistenza dei pilastri allo SLU è necessario valutare la stabilità degli elementi snelli. Tali verifiche devono essere condotte attraverso un'analisi del secondo ordine che tenga conto degli effetti flessionali delle azioni assiali sulla configurazione deformata degli elementi stessi. In via approssimativa gli effetti del secondo ordine in pilastri singoli possono essere trascurati se la snellezza λ non supera il valore limite (4.1.2.1.7-NTC2008):

$$\lambda_{lim} = 15.4 \cdot \frac{C}{\sqrt{\nu}}$$

dove:

$\nu = N_{Ed} / (A_c \cdot f_{cd})$ è l'azione assiale adimensionale;

$C = 1,7 - r_m$ dipende dalla distribuzione dei momenti del primo ordine;

$r_m = M_{01} / M_{02}$ è il rapporto tra i momenti flettenti del primo ordine alle due estremità del pilastro (con $M_{02} \geq M_{01}$).

E' stata valutata la snellezza λ del pilastro:

$$\lambda = L_0 / i = 3850 / 115,5 = 33,33$$

dove:

$L_0 = \beta L = 3,85$ m lunghezza di libera inflessione

$\beta = 1$ coefficiente di vincolo per asta incastrata al piede

$L = 3.85$ m luce netta del pilastro

$i = (I/A)^{0,5} = [(h^3 \cdot b) / (12 \cdot b \cdot h)]^{0,5} = [400^3 \cdot 300 / (12 \cdot 400 \cdot 300)]^{0,5} = 115,5$ mm raggio giratore d'inerzia (asse debole);

Per il calcolo si riferimento alla combinazione di carico che massimizza lo sforzo assiale massimo, di seguito riportato.

$$N_{Ed} = -263057 \text{ N};$$

$$f_{cd} = 15,87 \text{ N/mm}^2;$$

$$A_c = 300 \cdot 400 = 120000 \text{ mm}^2;$$

$$v = 0,138;$$

$$M_{02} = 10,29 \text{ kNm};$$

$$M_{01} = -9,84 \text{ kNm};$$

$$r_m = 0,96;$$

$$C = 1,76 + 0,96 = 2,5$$

$$\lambda_{lim} = 103,64 > \lambda = 33,33.$$

Per quanto concerne le non linearità geometriche sono prese in conto, quando necessario, attraverso il fattore θ di seguito definito. In particolare, per le costruzioni civili ed industriali esse possono essere trascurate nel caso in cui risulti:

$$\theta = \frac{P \cdot d_r}{V \cdot h} \leq 0.1$$

dove:

P è il carico verticale totale agente;

d_r è lo spostamento orizzontale medio d'interpiano;

V è la forza orizzontale totale agente;

h è l'altezza dell'elemento.

Si riporta di seguito la verifica delle non linearità geometriche facendo riferimento alle combinazioni di carico che producono lo spostamento orizzontale maggiore COMB1_SLD_X.

Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2	U3	R1	R2	R3	ASS (U1)
Text	Text	Text	Text	m	m	m	Radians	Radians	Radians	m

$d_r=0,014$ m;

$h=3,85$ m;

Per la combinazione massima si ha che:

$P= - 3708,207$ kN

$V= 1334,26$ kN

$\theta = 4383,3 \cdot 0,014 / (3,85 \cdot 1255,641) = 0,0101$

Per la combinazione minima si ha che:

$P= -5613,546$ kN

$V= 1457,959$ kN

$\theta = 6638,81 \cdot 0,014 / (3,85 \cdot 1256) = 0,014$.

- **Verifica di resistenza allo SLU**

Si riportano di seguito le sollecitazioni più gravose.

MIN/MAX M3 SLU						
StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
Min	-159,197	-89,359	-30,413	-0,1343	-66,243	-178,134
Max	-77,328	89,359	30,413	0,6809	66,243	178,1337
MIN/MAX M2 SLU						
StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
Min	-227,315	-57,851	-20,217	-0,1343	-124,543	-91,4651
Max	-112,986	57,85	20,217	0,6809	130,7452	91,465
MIN/MAX V3 SLU						
StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
Min	-255,549	-48,319	-59,318	-0,1343	10,0001	-7,994

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO VELOCIZZAZIONE LINEA SAN GAVINO – SASSARI – OLBIA VARIANTE DI BAULADU					
	Fabbricati PGEP imbocchi GN01- Relazione di calcolo	COMMESSA RR0H	LOTTO 01 D 13	CODIFICA CL	DOCUMENTO FA000 0001	REV. A

Max	-128,154	48,319	59,318	0,6809	104,173	101,0077
MIN/MAX V2 SLU						
StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
Min	-151,689	-89,359	-30,413	-0,1343	-7,6983	-6,1425
Max	-77,328	89,359	30,413	0,6809	66,243	178,1337
MIN/MAX T SLU						
StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
Min	-168,467	-31,929	-27,572	-0,1343	-2,6615	-41,2111
Max	-77,328	89,359	30,413	0,6809	66,243	178,1337
MIN/MAX P SLU						
StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
Min	-263,057	-48,319	-59,318	-0,1343	-104,173	-101,008
Max	-62,504	76,559	30,81	0,6809	45,1359	40,1225

In funzione delle sollecitazioni si è dimensionata opportunamente l'armatura longitudinale del pilastro tipo:



1) Lato corto:

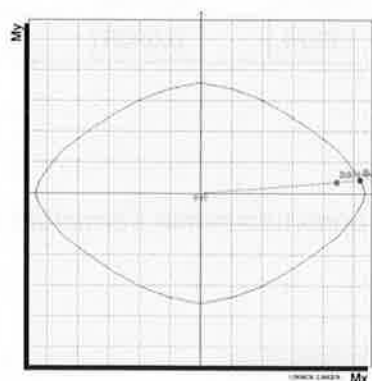
- Armatura superiore 4 Φ 20
- Armatura inferiore 4 Φ 20

2) Lato lungo:

- Armatura superiore 2 Φ 20
- Armatura inferiore 2 Φ 20

a) Verifica a presso-flessione:

Le verifiche di resistenza a flessione e pressoflessione allo SLU (NTC2008 – 4.1.2.1.2.4; - 7.4.4.2) per le sezioni di base dei pilastri sono state condotte con il supporto del software PresFLE considerando le sollecitazioni, riportate nei prospetti precedenti, che massimizza il momento M3, e minimizza lo sforzo assiale P.



[Curva Mx/My = cost.]:
c. s. = 1,1838703
Mx ultimo = 2108871,971
My ultimo = 170064,153
N ultimo = -16409,626

[Curva N = cost.]:
c. s. = 1,17417823
Mx ultimo = 2091607,124
My ultimo = 168671,877
N ultimo = -13861,
Nmax = 147518,264
Nmin = -305550,264

La verifica risulta soddisfatta.

b) Verifica a taglio:

Al fine di escludere la formazione di meccanismi inelastici o fragili dovuti al taglio, per quanto concerne la verifica a taglio del pilastro si utilizza il valore massimo tra il taglio di calcolo dedotto dall'output del modello di calcolo ($V_{d,max} = 89,359$ kN) e quello che si ottiene dalla condizione di equilibrio del pilastro soggetto all'azione dei momenti resistenti nelle sezioni di estremità superiore $M_{C,Rd}^s$ ed inferiore $M_{C,Rd}^i$ secondo l'espressione:

$$V_{Ed} = \gamma_{Rd} \cdot \frac{M_{C,Rd}^s + M_{C,Rd}^i}{l_p}$$

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO VELOCIZZAZIONE LINEA SAN GAVINO – SASSARI – OLBIA VARIANTE DI BAULADU					
	Fabbricati PGEP imbocchi GN01- Relazione di calcolo	COMMESSA RR0H	LOTTO 01 D 13	CODIFICA CL	DOCUMENTO FA000 0001	REV. A

dove:

$\gamma_{Rd} = 1.10$ per strutture in CD"B";

$M_{C,Rd}^s = M_{C,Rd}^i = 210,89$ kNm lungo l'asse forte

$l_p = 3,85$ m

$V_{Ed} = 120,51$ kN lungo l'asse forte

I valori massimi delle sollecitazioni derivati dal modello di calcolo sono riportati qui di seguito.

Poiché il valore del taglio determinato mediante la procedura sopra riportata è maggiore del taglio di calcolo ottenuto a valle dell'analisi strutturale mediante il SAP2000, si procede alla verifica di resistenza considerando il seguente valore del taglio massimo:

Verifica a taglio

Base (m)	0,30
Altezza (m)	0,40
Copriferro (m)	0,06
Alt. Utile (m)	0,34
A_{sw} (m ²)	0,00016
Ø (mm)	10,00
s (V_{Ed-max}) (m)	0,15
V_{Ed-max} (kN)	120,51
f_{yd} (kN/m ²)	391304,35
f_{cd} (kN/m ²)	15866,67
f'_{cd} (kN/m ²)	7933,33

s (progetto) (m) 0,08

V_{Rcd} (kN) 364,14

V_{Rsd} (kN) 234,99

$V_{Rd} = \min(V_{Rcd}; V_{Rsd}) \geq V_{Ed-max}$

V_{Rd} (kN) **234,99**

La verifica risulta soddisfatta.

Si adotteranno staffe $\Phi 10 / 10$ cm alle estremità superiore e inferiore (lunghezza 1 m) del pilastro e staffe $\Phi 10 / 15$ cm per la zona centrale del pilastro, rispettando ampiamente le prescrizioni relative ai dettagli costruttivi degli elementi in c.a. proposti dalle NTC-2008 al punto 4.1.6.

c) Verifica a torsione:

<u>Calcestruzzo</u>		<u>Staffe Trasversali</u>		<u>Armatura Longitudinale</u>	
B (m)	0,30	B (m)	0,30	B (m)	0,30
H (m)	0,40	H (m)	0,40	H (m)	0,40
A_c (m ²)	0,12	A_c (m ²)	0,12	A_c (m ²)	0,12
u (m)	1,4	u (m)	1,40	u (m)	1,4
t (m)	0,09	t (m)	0,09	t (m)	0,09
A (m ²)	0,07	A_s (m ²)	0,0002	u_m (m)	1,06
f_{cd} (kN/m ²)	7933,333	A (m ²)	0,07	ΣA_l (m ²)	0,000628

Fabbricati PGEP imbocchi GN01- Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01 D 13	CL	FA000 0001	A	89 di 112

cotgθ (-)	0,55	s _(prog.) (m)	0,08	A (m ²)	0,07
a ₁	0,0006	f _{yd} (kN/m ²)	391304,35	f _{yd} (kN/m ²)	391304,3
a _s	0,0020	cotgθ (-)	0,55	cotgθ (-)	0,55
		T_{Rsd}			
T_{Rcd} (kNm)	32,51	(kNm)	56,91	T_{Rsd} (kNm)	56,91
T_{Ed} (kNm)			2,00		
T_{Rd} (kNm) = min (T_{Rcd}; T_{Rsd}; T_{Rsd})=			32,51		

Per quanto riguarda la crisi lato calcestruzzo, la resistenza massima di una membratura soggetta a torsione e taglio è limitata dalla resistenza delle bielle compresse di calcestruzzo. Per non eccedere tale resistenza deve essere soddisfatta la seguente condizione:

$$T_{Ed} / T_{Rcd} + V_{Ed} / V_{Rcd} < 1$$

$$T_{Ed} / T_{Rcd} = 0,06$$

$$V_{Ed} / V_{Rcd} = 0,34$$

$$= 0,40 \quad \text{La verifica risulta soddisfatta.}$$

d) Verifica limitazioni armatura:

Resta da verificare che l'armatura determinata in funzione delle sollecitazioni agenti rispetti le limitazioni riportate nel punto 7.4.6.2.2 delle NTC2008:

- Per tutta la lunghezza del pilastro l'interasse tra le barre non deve essere superiore a 25 cm;

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO VELOCIZZAZIONE LINEA SAN GAVINO – SASSARI – OLBIA VARIANTE DI BAULADU					
	Fabbricati PGEP imbocchi GN01- Relazione di calcolo	COMMESSA RR0H	LOTTO 01 D 13	CODIFICA CL	DOCUMENTO FA000 0001	REV. A

- Nella sezione corrente del pilastro, la percentuale geometrica ρ di armatura longitudinale, con ρ rapporto tra l'area dell'armatura longitudinale e l'area della sezione del pilastro, deve essere compresa entro i seguenti limiti:

$$1\% < \rho < 4\%$$

$$\rho = A_l / (bH) = 37,68 / (40 \cdot 30) = 3,14\%$$

- Nelle zone critiche devono essere rispettate le condizioni seguenti: le barre disposte sugli angoli della sezione devono essere contenute dalle staffe; almeno una barra ogni due, di quelle disposte sui lati, deve essere trattenuta da staffe interne o legature; le barre non fissate si devono trovare a meno di 20 cm da una barra fissata per CDB.
- Il diametro delle staffe di contenimento e legature deve essere non inferiore a 6 mm ed il loro passo deve essere non superiore alla più piccola delle quantità seguenti:
 - 1/2 del lato minore della sezione trasversale per CDB;
 - 175 mm (per CD"B");
 - 8 volte il diametro minimo delle barre longitudinali che collegano (per CD"B")

Nel caso specifico risulta:

$$d = 100mm \leq \begin{cases} \frac{b}{2} = 400 / 2 = 200mm \\ 175mm \\ 8 \cdot 20 = 160mm \end{cases}$$

- Si devono disporre staffe in un quantitativo minimo non inferiore a:

$$\frac{A_{st}}{s} = 0,08 \frac{f_{cd} \cdot b_{st}}{f_{yd}}$$

Nel caso specifico risulta:

$$\frac{A_{st}}{s} = \frac{157}{150} = 1,04 > 0,08 \frac{f_{cd} \cdot b_{st}}{f_{yd}} = 0,08 \frac{15,87 \cdot 220}{450} = 0,62$$

- Le staffe orizzontali presenti lungo l'altezza del nodo devono verificare la seguente condizione

$$\frac{n_{st} \cdot A_{st}}{i \cdot b_j} \geq 0.05 \frac{f_{ck}}{f_{yk}}$$

Nella quale n_{st} e A_{st} sono rispettivamente il numero di bracci e l'area della sezione trasversale della barra della singola staffa orizzontale, i è l'interasse, e b_j è la larghezza utile del nodo determinata come segue:

- se la trave ha una larghezza b_w superiore a quella del pilastro b_c , allora b_j è il valore minimo fra b_w e $b_c + h_c/2$, essendo h_c la dimensione della sezione della colonna parallela alla trave;
- se la trave ha una larghezza b_w inferiore a quella del pilastro b_c , allora b_j è il valore minimo fra b_c e $b_w + h_c/2$.

Con:

$$n_{st} = 2$$

$$A_{st} = 78,50 \text{ mm}^2$$

$$i = 10 \text{ mm}$$

$$b_c = 300 \text{ mm} - 400 \text{ mm}$$

$$b_w = 400 \text{ mm} - 300 \text{ mm}$$

$$h_c = 400 \text{ mm}$$

$$b_j = 300 \text{ mm}$$

$$\frac{n_{st} \cdot A_{st}}{i \cdot b_j} = \frac{2 \cdot 78,50}{100 \cdot 300} = 0,00523 \geq 0,05 \frac{f_{ck}}{f_{yk}} = 0,05 \frac{28}{450} = 0,0031.$$

Devono inoltre essere rispettati i limiti riportati al punto 4.1.6.1.2 delle NTC2008:

- Nel caso di elementi sottoposti a prevalente sforzo normale, le barre parallele all'asse devono avere diametro maggiore od uguale a 12 mm. Inoltre la loro area non deve essere inferiore a :

$$A_{s,min} = \left(0.10 \cdot \frac{N_{Ed}}{f_{yd}} \right)$$

e comunque non minore di 0.003 A_c ;

dove:

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO VELOCIZZAZIONE LINEA SAN GAVINO – SASSARI – OLBIA VARIANTE DI BAULADU					
	Fabbricati PGEP imbocchi GN01- Relazione di calcolo	COMMESSA RR0H	LOTTO 01 D 13	CODIFICA CL	DOCUMENTO FA000 0001	REV. A

N_{Ed} rappresenta lo sforzo di compressione assiale di calcolo;

A_c è l'area di calcestruzzo;

f_{yd} è il valore della resistenza di calcolo dell'armatura.

Nel caso in esame risulta:

$$A_s = 3770mm^2 > \begin{cases} A_{s,min} = 0.10 \frac{263210}{391.3} = 67,26mm^2 \\ 0.003 \cdot 300 \cdot 400 = 360mm^2 \end{cases}$$

Si riscontra, pertanto, che l'armatura dei pilastri rispetta i limiti prescritti dalle NTC2008.

• Verifiche agli stati limite di esercizio - SLE

Le verifiche nei confronti degli stati limite di esercizio degli elementi strutturali si effettuano in termini di:

- verifica di fessurazione;
- verifica delle tensioni di esercizio.

Nel caso in esame è necessario effettuare le verifiche degli elementi strutturali in termini di resistenza (punto 7.3.7.1 delle NTC2008) dato che il fabbricato tecnologico in esame ricade in classe d'uso IV, dunque, per rapidità di calcolo, le combinazioni SLD saranno inserite nell'involuppo delle combinazioni SLU e, pertanto, verificate nel paragrafo precedente.

MIN/MAX M3 SLER						
StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
Min	-119,811	36,253	-0,062	-0,0895	0,9282	-104,716
Max	-120,82	47,17	0,794	0,1878	3,9831	76,8879
MIN/MAX M3 SLEF						
StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
Min	-98,56	21,923	-0,304	-0,0448	2,2019	-68,5241
Max	-94,339	-3,264	-0,377	0,1878	4,4721	63,4436

MIN/MAX M3 SLEQP

StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
Min	-94,783	22,315	-0,199	-4,60E-15	2,6392	-62,9449
Max	-94,783	-22,315	0,199	-4,60E-15	-2,6392	62,9449

a) Verifiche di fessurazione:

In particolare:

- per la combinazione di carico frequente bisogna accertarsi che risulti: $w_d < w_3 = 0.4$ mm;
- per la combinazione di carico quasi permanente bisogna accertarsi che risulti: $w_d < w_2 = 0.3$ mm.

Per rapidità di calcolo e comunque in favore di sicurezza si verifica la sezione nella combinazione SLE rara con i limiti per la combinazione quasi permanente.

La combinazione di calcolo verificata è quella più gravosa quindi quella che massimizza il momento M3.

Sollecitazioni

Momento flettente	M	105	kN m
Sforzo normale	N	120	kN

Materiali

Res. caratteristica cubica cls	R_{ck}	35	N/mm ²
Res. caratteristica cilindrica cls	f_{ck}	29,1	N/mm ²
Res. media a trazione cls	f_{ctm}	2,8	N/mm ²
Res. caratteristica a trazione cls	f_{ctk}	2,0	N/mm ²
Coefficiente omog. acciaio-cls	n	15	

Caratteristiche geometriche

Altezza sezione	H	40	cm
Larghezza sezione	B	30	cm

Fabbricati PGEP imbocchi GN01- Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01 D 13	CL	FA000 0001	A	94 di 112

Armatura compressa (1° strato)	As ₁ '	12,57	cm ²	4 Ø 20	c _{s1} = 6	cm
Armatura compressa (2° strato)	As ₂ '	6,28	cm ²	2 Ø 20	c _{s2} = 15	cm
Armatura tesa (2° strato)	As ₂	6,28	cm ²	2 Ø 20	c _{l2} = 15	cm
Armatura tesa (1° strato)	As ₁	12,57	cm ²	4 Ø 20	c _{l1} = 6	cm

Tensioni nei materiali

Compressione max nel cls.	σ _c	12,7	N/mm ²
Trazione nell'acciaio (1° strato)	σ _s	215,5	N/mm ²

Eccentricità	e (M)	89,2	cm	> H/6 Sez. parzializzata
	u (M)	69,2	cm	
Posizione asse neutro	y (M)	15,9	cm	
Area ideale (sez. int. reagente)	A _{ld}	1728	cm ²	
Mom. di inerzia ideale (sez. int. reag.)	J _{ld}	238603	cm ⁴	
Mom. di inerzia ideale (sez. parz. N=0)	J _{ld*}	128406	cm ⁴	

Verifica a fessurazione

Momento di fessurazione (f _{ctk})	M _{fess*}	32	kN m	La sezione è fessurata
Fattore che tiene conto della durata del carico	k _t	0,4		
Altezza efficace	d _{eff}	8,0	cm	
Area efficace	A _{c,eff}	240,662	cm ²	
Armatura nell'area efficace	A _s	18,8	cm ²	
	ρ _{p,eff}	0,07832		
Resistenza cilindrica media	f _{cm}	37,1	N/mm ²	
Modulo elastico del cls	E _{cm}	32.588	N/mm ²	
	α _E	6,4		
Deform. media dell'arm. - quella del cls	ε _{sm} - ε _{cm}	0,00092		
	k ₁	0,8		

	k_2	0,5	
	k_3	3,4	
	k_4	0,425	
Copriferro netto	c'	5,0	cm
Diámetro equivalente delle barre	\varnothing_{eq}	20,0	mm
Distanza massima tra le fessure	$s_{r,max}$	21,3	cm
Ampiezza delle fessure	$w_d = w_k$	0,20	mm

Tipo di armatura	Poco sensibile
Condizioni ambientali	Ordinarie
Stato limite	Quasi permanente
Valore limite di apertura delle fessure	$w_2=0.3$ mm

La verifica risulta soddisfatta in quanto: $w_k = 0,20$ mm < $w_3 = 0,3$ mm.

b) Verifiche delle tensioni di esercizio:

Per completare il quadro delle verifiche agli stati limite di esercizio (SLE) è necessario controllare le tensioni di esercizio, in accordo con quanto riportato al punto 4.1.2.2.5 delle NTC2008. In particolare bisogna verificare che:

- Per il calcestruzzo compresso:

$$\sigma_c < 0.60 f_{ck} = 16,80 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{per combinazione caratteristica rara});$$

$$\sigma_c < 0.45 f_{ck} = 12,60 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{per combinazione quasi permanente});$$

- Per l'acciaio:

$$\sigma_s < 0.80 f_{yk} = 360 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{per combinazione caratteristica rara}).$$

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO VELOCIZZAZIONE LINEA SAN GAVINO – SASSARI – OLBIA VARIANTE DI BAULADU					
	Fabbricati PGEP imbocchi GN01- Relazione di calcolo	COMMESSA RR0H	LOTTO 01 D 13	CODIFICA CL	DOCUMENTO FA000 0001	REV. A

Tensioni nei materiali SLE rara

Compressione max nel cls.	σ_c	12,7	N/mm ²
Trazione nell'acciaio (1° strato)	σ_s	215,5	N/mm ²

Tensioni nei materiali SLE quasi permanente

Compressione max nel cls.	σ_c	7,5	N/mm ²
Trazione nell'acciaio (1° strato)	σ_s	120,6	N/mm ²

La verifica risulta soddisfatta.

8.5 Verifica degli elementi strutturali in termini di contenimento del danno agli elementi non strutturali (SLO)

Per le costruzioni ricadenti in classe d'uso I e II si deve verificare che l'azione sismica di progetto non produca agli elementi costruttivi senza funzione strutturale danni tali da rendere la costruzione temporaneamente inagibile.

Nel caso delle costruzioni civili e industriali, qualora la temporanea inagibilità sia dovuta a spostamenti eccessivi d'interpiano, questa condizione si può ritenere soddisfatta quando gli spostamenti d'interpiano ottenuti dall'analisi in presenza di dell'azione sismica di progetto relativa allo SLD siano inferiori a:

$$d_r \leq 0,01h$$

per tamponamenti progettati in modo da non subire danni a seguito di spostamenti d'interpiano, per effetto della loro deformabilità intrinseca ovvero dei collegamenti alla struttura.

Considerando h altezza d'interpiano che vale 3,85 m si ottiene che deve essere:

$$d_r < 0,0385 \text{ m.}$$

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO VELOCIZZAZIONE LINEA SAN GAVINO – SASSARI – OLBIA VARIANTE DI BAULADU					
	Fabbricati PGEP imbocchi GN01- Relazione di calcolo	COMMESSA RR0H	LOTTO 01 D 13	CODIFICA CL	DOCUMENTO FA000 0001	REV. A

Per le costruzioni ricadenti in classe d'uso III e IV si deve verificare che l'azione sismica di progetto non produca danni agli elementi costruttivi senza funzione strutturale tali da rendere temporaneamente non operativa la costruzione.

Nel caso delle costruzioni civili e industriali questa condizione si può ritenere soddisfatta quando gli spostamenti interpiano ottenuti dall'analisi in presenza dell'azione sismica di progetto relativa allo SLO siano inferiori ai 2/3 dei limiti in precedenza indicati.

$$U1 = d_r = 0,01349 \text{ m} < 2 \cdot 0,01 \cdot h / 3 = 0,0385 \cdot 2 / 3 = 0,0256 \text{ m}.$$

9. FONDAZIONI

Le fondazioni dell'edificio sono di tipo diretto, costituite da un grigliato di travi rovesce disposte lungo il perimetro dell'edificio collegate trasversalmente mediante cordoli a sezione rettangolare 30 x 50 cm². Le travi di bordo hanno sezione a "T" rovescia con rettangolo superiore 70x50 cm² e rettangolo inferiore 150x50 cm². Al di sotto delle fondazioni è previsto uno strato di magrone di spessore 0.15 m debordante l'impronta delle fondazioni di 0.15 m.

9.1 Travi di fondazione

Le verifiche di resistenza delle travi di fondazione sono state eseguite con riferimento alle travi rovesce perimetrali e ai cordoli trasversali di collegamento.

Nelle verifiche agli stati limite ultimi finalizzate al dimensionamento strutturale (STR), si considerano gli stati limite ultimi per raggiungimento della resistenza negli elementi che costituiscono la fondazione. Le azioni trasmesse in fondazione derivano dall'analisi del comportamento dell'intera opera alla quale sono applicate le azioni statiche e sismiche.

Le fondazioni superficiali sono verificate in condizioni sismiche e in condizioni statiche:

in condizioni sismiche utilizzando le sollecitazioni ottenute amplificando i valori nelle SLV mediante il coefficiente 1,1. (combinazione di carico 1,1 x SLV) ed utilizzando le sollecitazioni ottenute amplificando i valori nelle SLD mediante il coefficiente 1,1 (combinazione di carico 1,1 x SLD), secondo quanto prescritto nel paragrafo 7.2.5 delle NTC 2008.

In condizioni statiche utilizzando le sollecitazioni non amplificate della combinazione non sismica SLU.



**PROGETTO DEFINITIVO
VELOCIZZAZIONE LINEA SAN GAVINO – SASSARI – OLBIA
VARIANTE DI BAULADU**

Fabbricati PGEP imbocchi GN01- Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01 D 13	CL	FA000 0001	A	98 di 112

Inoltre sono state eseguite le verifiche a fessurazione e delle tensioni di esercizio per le combinazioni relative allo SLE.

Seguono le verifiche di resistenza delle travi di fondazione.

• **Verifica di resistenza allo SLU**

Si riportano di seguito le sollecitazioni di calcolo, per l'elemento maggiormente sollecitato, in corrispondenza della sezione d'appoggio e della sezione di campata (convenzione sui segni: compressione negativa (-), momento flettente che tende le fibre superiori negativo (-)):

Come prescritto dalle NTC2008 nel paragrafo 7.2.5, poiché le sollecitazioni di calcolo più gravose si rilevano in corrispondenza della combinazione sismica SLV, andranno amplificate del fattore 1,1 per CDB.

MIN/MAX SLU M3						
StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
Min	0	-75,102	-0,048	-52,297	-0,3263	-342,177
Max	0	83,171	0,244	57,5674	0,3263	102,4522
MIN/MAX SLU V2						
StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
Min	0	-109,752	-0,048	-52,297	-0,0189	-319,25
Max	0	117,821	0,244	57,5674	0,0189	-19,6805
MIN/MAX SLU T						
StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
Min	0	-4,524	-0,064	-178,064	-0,0154	-115,752
Max	0	117,215	0,337	177,8546	0,0815	25,6329

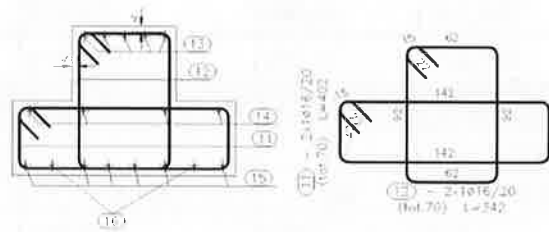
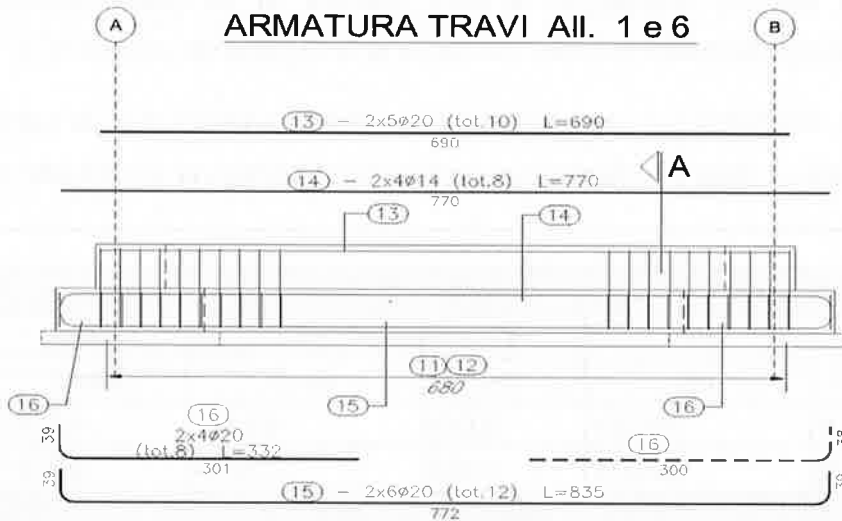
a) **Verifica a presso-flessione:**

Le verifiche di resistenza a flessione e presso-flessione allo SLU (NTC2008 – 4.1.2.1.2.4) sono state condotte con il supporto del software PresFLE considerando le sollecitazioni riportate nel prospetto precedente.

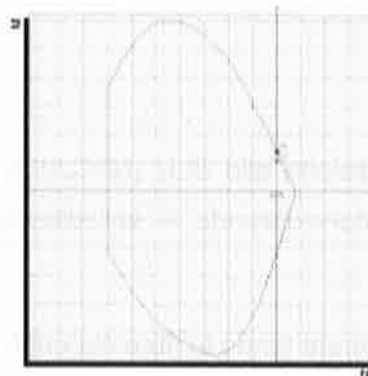
Il momento flettente massimo nella sezione considerata tende le fibre superiori.

TRAVE ROVESCIA TRASVERSALE

La sezione viene armata così come viene esplicitato nella figura seguente.



SEZIONE A-A



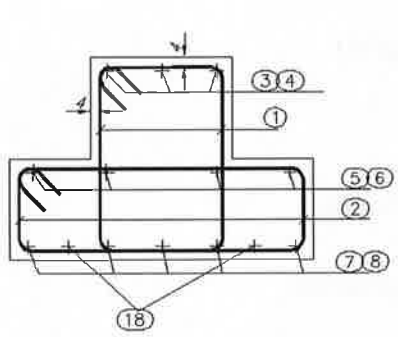
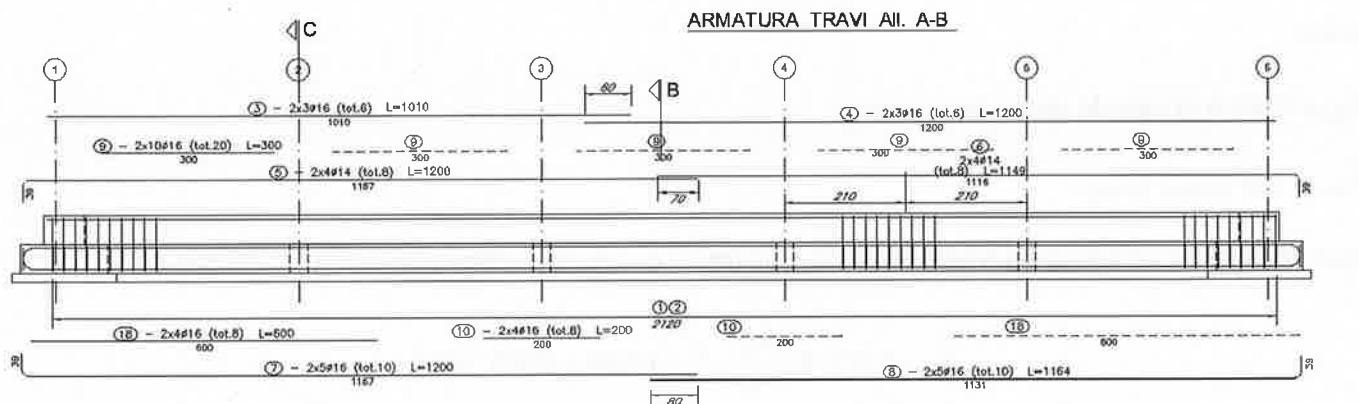
[Curva $M_x/M_y = \text{cost.}$]:
 c.s.=1,32334914
 $M_x \text{ ultimo} = 5597766,845$
 $M_y \text{ ultimo} = 0$,
 $N \text{ ultimo} = 0$,
 [Curva $N = \text{cost.}$]:
 c.s.=1,32334914
 $M_x \text{ ultimo} = 5597766,845$
 $M_y \text{ ultimo} = 0$,
 $N \text{ ultimo} = 0$,
 $N_{\text{max}} = 159811,452$
 $N_{\text{min}} = -1401491,452$

$$M_{Rd} = 559,77 \text{ kNm} > M_{Ed} = 1,1 M_3 = 1,1 \cdot 342,17 = 376,39 \text{ kNm}$$

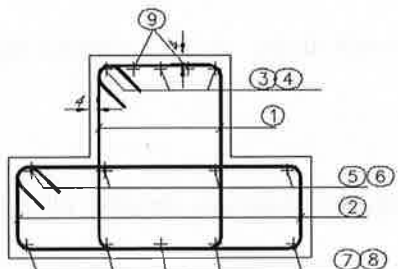
Dalla verifica si evince che il momento massimo di calcolo (M_x) è inferiore ai valori ultimi, pertanto la verifica risulta soddisfatta.

TRAVE LONGITUDINALE

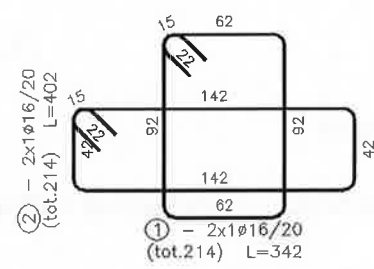
La sezione viene armata così come viene esplicitato nella figura seguente.



SEZIONE C-C



SEZIONE B-B



[Curva $M_x/M_y = \text{cost.}$]:
 c.s.=2,0405146
 M_x ultimo =3613751,348
 M_y ultimo =0,
 N ultimo =0,
 [Curva $N = \text{cost.}$]:
 c.s.=2,0405146
 M_x ultimo =3613751,348
 M_y ultimo =0,
 N ultimo =0,
 N_{max} =94411,689
 N_{min} =-1336091,689

$$M_{Rd} = 361,37 \text{ kNm} > M_{Ed} = 1,1 M_3 = 1,1 * 123,70 = 136,07 \text{ kNm}$$

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO VELOCIZZAZIONE LINEA SAN GAVINO – SASSARI – OLBIA VARIANTE DI BAULADU					
	Fabbricati PGEP imbocchi GN01- Relazione di calcolo	COMMESSA RR0H	LOTTO 01 D 13	CODIFICA CL	DOCUMENTO FA000 0001	REV. A

Verifica a taglio:

Deve risultare (NTC2008 – 4.1.2.1.3.2):

$$V_{Rd} > V_{Ed}$$

dove:

V_{Ed} = Valore di calcolo del taglio agente;

$$V_{Rd} = \min (V_{Rsd}, V_{Rcd})$$

Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di calcolo a "taglio trazione" si calcola con:

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha$$

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di calcolo a "taglio compressione" si calcola con:

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$$

dove:

α Angolo d'inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse dell'elemento;

θ Angolo d'inclinazione dei puntoni in calcestruzzo rispetto all'asse dell'elemento.

Si procede alla verifica di resistenza considerando il seguente valore del taglio massimo:

$$V_{Ed} = 1,1 V_2 = 1,1 \cdot 117,82 = 129,60 \text{ kN}$$

che andrà amplificato del fattore 1,1 per CDB, come prescritto dalle NTC2008 nel paragrafo 7.2.5, poiché le sollecitazioni di calcolo più gravose si rilevano in corrispondenza della combinazione sismica SLD.

Per le verifiche a taglio si è considerato, a vantaggio di sicurezza, la sola parte di sezione rettangolare di dimensione 70 x 50 cm².

Verifica a taglio

Base (m)	0,70
Altezza (m)	0,50
Copriferro (m)	0,07
Alt. Utile (m)	0,43
A_{sw} (m ²)	0,00040
Ø (mm)	16,00
s (V_{Ed-max}) (m)	0,44
V_{Ed-max} (kN)	123,20
f_{yd} (kN/m ²)	391304,35
f_{cd} (kN/m ²)	15866,67
f'_{cd} (kN/m ²)	7933,33
s (progetto) (m)	0,20
V_{Rcd} (kN)	1084,57
V_{Rsd} (kN)	307,15
$V_{Rd} = \min(V_{Rcd}; V_{Rsd}) \geq V_{Ed-max}$	
V_{Rd} (kN)	307,15

La verifica risulta soddisfatta.

Si adotteranno staffe $\Phi 16 / 20$ cm.

b) Verifica a torsione:

La verifica di resistenza nei confronti della torsione (SLU) (NTC2008 – 4.1.2.1.4) consiste nel controllare che:

$$T_{Rd} \geq T_{Ed}$$

dove T_{Ed} è il valore di calcolo del momento torcente.

Si considera reagente a torsione il rettangolo inferiore 150x50 cm² della "T" rovescia, e la relativa staffa inferiore, non considerate reagenti nella verifica a taglio.

La resistenza alla torsione della trave è la minore delle tre di seguito calcolate:

$$T_{Rd} = \min (T_{Rcd}, T_{Rsd}, T_{Rld})$$

Calcestruzzo

B (m)	1,50
H (m)	0,50
A _c (m ²)	0,75
u (m)	4
t (m)	0,19
A (m ²)	0,41
f _{cd} (kN/m ²)	7933,333
cotgθ (-)	0,31
a ₁	0,0002
a _s	0,0020
T_{Rcd} (kNm)	286,59

Staffe Trasversali

B (m)	1,50
H (m)	0,50
A _c (m ²)	0,75
u (m)	4,00
t (m)	0,19
A _s (m ²)	0,0004
A (m ²)	0,41
s _(prog.) (m)	0,20
f _{yd} (kN/m ²)	391304,35
cotgθ (-)	0,31
T_{Rsd} (kNm)	198,02

Armatura Longitudinale

B (m)	1,50
H (m)	0,50
A _c (m ²)	0,75
u (m)	4
t (m)	0,19
u _m (m)	3,25
ΣA ₁ (m ²)	0,000615
A (m ²)	0,41
f _{yd} (kN/m ²)	391304,3
cotgθ (-)	0,31
T_{Rsd} (kNm)	198,02

T_{Ed} (kNm) 82,00

T_{Rd} (kNm) = min (T_{Rcd}; T_{Rsd}; T_{Rld}) = 198,02

I ferri longitudinali con cui si è calcolata la resistenza T_{Rsd} sono le barre 4Ø14 non contemplati nelle verifiche a flessione.

Verifiche agli stati limite di esercizio - SLE

Le verifiche nei confronti degli stati limite di esercizio degli elementi strutturali si effettuano in termini di:

- verifica di fessurazione;
- verifica delle tensioni di esercizio.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO VELOCIZZAZIONE LINEA SAN GAVINO – SASSARI – OLBIA VARIANTE DI BAULADU					
	Fabbricati PGEP imbocchi GN01- Relazione di calcolo	COMMESSA RR0H	LOTTO 01 D 13	CODIFICA CL	DOCUMENTO FA000 0001	REV. A

Nel caso in esame è necessario effettuare le verifiche degli elementi strutturali in termini di resistenza (punto 7.3.7.1 delle NTC2008) dato che il fabbricato tecnologico in esame ricade in classe d'uso IV, e si possono ritenere soddisfatte in quanto, come già anticipato, le combinazioni SLD sono inserite e verificate nella combinazione di inviluppo COMB_INV_SLU.

MIN/MAX M3 SLe rare						
StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
Min	0	31,301	-0,00022	9,8158	-0,00029	-244,003
Max	0	54,691	0,093	131,3478	0,0978	22,5143
MIN/MAX M3 SLe freq.						
StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
Min	0	34,666	-0,00093	-0,1478	-6,80E-05	-199,879
Max	0	35,116	0,046	100,9069	0,0489	5,5041
MIN/MAX M3 SLe q.perm.						
StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
Min	0	34,952	-9,70E-17	1,37E-14	-7,00E-18	-191,675
Max	0	31,614	-2,30E-15	96,8951	-2,40E-15	1,8747

a) Verifiche di fessurazione:

La verifica consiste nell'accertarsi che il valore di calcolo di apertura delle fessure (w_d) non supera il valore limite fissato per la combinazione considerata. In particolare:

- per la combinazione di carico frequente bisogna accertarsi che risulti: $w_d < w_3 = 0.4$ mm;
- per la combinazione di carico quasi permanente bisogna accertarsi che risulti: $w_d < w_2 = 0.3$ mm.

Per rapidità di calcolo si verifica, in corrispondenza della sezione della trave rovescia longitudinale (meno armata), che nella combinazione SLE rara l'apertura delle lesioni sia inferiore al valore limite (più severo) riferito alla combinazione quasi permanente.

Combinazione delle azioni rara (SLE):

Sezione non fessurata
Sigma c max < lctd
Solicitazioni di fessurazione
Mx = 3330672,8 daNcm
My = 0,0 daNcm
N = 0,0 daNcm
Eps,max acciaio = 0.000189

La verifica è soddisfatta in quanto la sezione non è fessurata.

$$M_{fess} = 333,07 \text{ kNm} > M3 = 244,00 \text{ kNm}.$$

b) Verifiche delle tensioni di esercizio:

Per completare il quadro delle verifiche agli stati limite di esercizio (SLE) è necessario controllare le tensioni di esercizio, in accordo con quanto riportato al punto 4.1.2.2.5 delle NTC2008. In particolare bisogna verificare che:

- Per il calcestruzzo compresso:

$$\sigma_c < 0.60 f_{ck} = 15,00 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{per combinazione caratteristica rara});$$

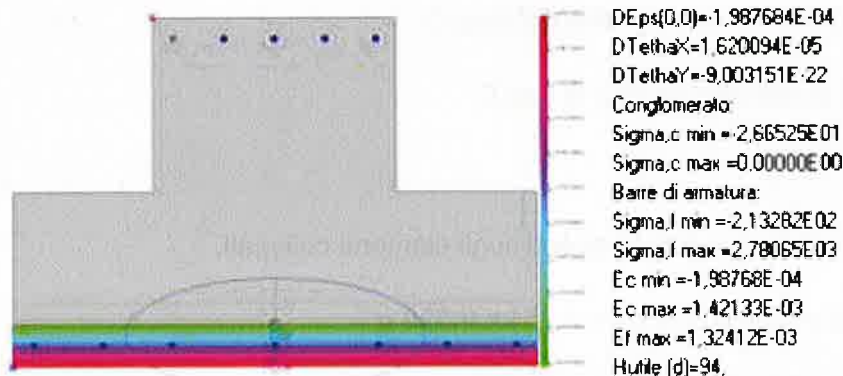
$$\sigma_c < 0.45 f_{ck} = 11,25 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{per combinazione quasi permanente});$$

- Per l'acciaio:

$$\sigma_s < 0.80 f_{yk} = 360 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{per combinazione caratteristica rara}).$$

Di seguito si riportano le tensioni di esercizio determinate in corrispondenza della combinazione che produce il valore di tensione più gravoso ottenuto tra le combinazioni rare e quasi permanenti.

Per semplicità di calcolo si verificano, in corrispondenza della sezione della trave rovescia longitudinale (meno armata), le tensioni con i valori più severi confrontandoli con i valori delle tensioni ottenute nella combinazione più gravosa (Sle rara).



Dalle tabelle seguenti, nelle quali accanto a ciascun valore di tensione viene indicato il corrispondente valore limite, si evince che le verifiche delle tensioni di esercizio risultano soddisfatte.

σ_c	$0,45 f_{ck}$	σ_s	$0,8f_{yk}$
(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)
2,60	11,25	278,10	360,00

9.2 Cordoli di collegamento

Si riportano di seguito le verifiche strutturali dei cordoli di collegamento delle travi di fondazione perimetrali aventi sezione rettangolare 30 x 50 cm. Le verifiche saranno condotte per i differenti stati limite ed in corrispondenza delle sezioni maggiormente sollecitate dell'elemento per effetto delle combinazioni di carico più gravose.

- **Verifica di resistenza allo SLU**

Nel rispetto del punto 7.2.5.1 delle NTC 2008 si procede ora al calcolo delle sollecitazioni agenti sugli elementi di collegamento tra le fondazioni costituiti da cordoli in C.A. aventi sezione 50.0x30.0 cm, ed alla loro verifica.

Secondo le istruzioni fornite dalla normativa In assenza di valutazioni più accurate, si possono conservativamente assumere le seguenti azioni assiali:

$\pm 0.3 N_{sd} a_{max}/g$ per il profilo stratigrafico di tipo B

$\pm 0.4 N_{sd} a_{max}/g$ per il profilo stratigrafico di tipo C

$\pm 0.6 N_{sd} a_{max}/g$ per il profilo stratigrafico di tipo D

Dove:

N_{sd} = valore medio delle forze verticali agenti sugli elementi collegati,

$$a_{max} = a_g \times S = a_g \times S_T \times S_S = 0.319 \times 1 \times 1.251 = \mathbf{0.399 \text{ g}}$$

Si fa riferimento al profilo stratigrafico di **tipo C** e si assume come valore N_{sd} delle il valore massimo degli sforzi assiali P sotto i pilastri per la combinazione di involucro degli stati limite ultimi "COMB1-SLU":

$$N_{sd} = P = -263,521 \text{ kN}$$

$$F = \pm 0.4 N_{sd} a_{max}/g = \pm 0,4 \times 263,52 \times 0,399 = \pm \mathbf{46,26 \text{ kN}} = F$$

$$F = \pm 46.26 \text{ kN} < N_{Rd(+)} = n_b \times A_s \times f_{yk} / \gamma_M = 6 \times 113,04 \times 450 / 1,15 = +265,398 \text{ kN}$$

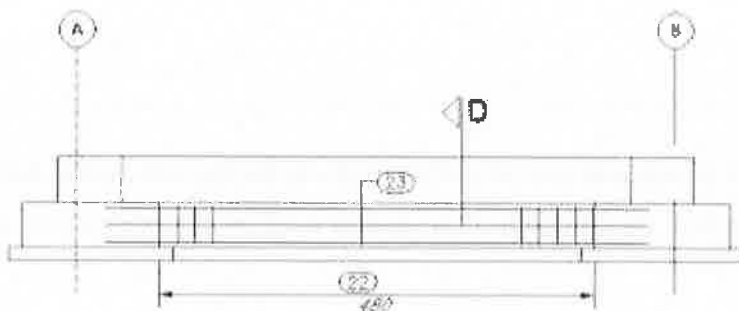
Dove:

n_b = Numero di barre = 6

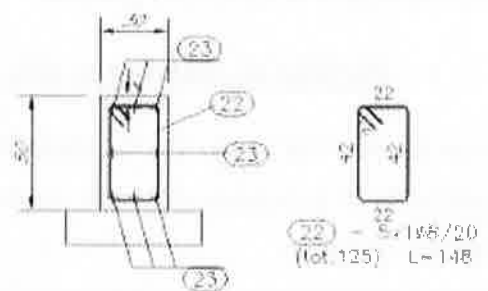
A_s = Area della singola barra d'armatura = 113,04mm² (3Ø12+3 Ø12)

f_{yk} = Tensione di snervamento dell'acciaio B450C = 450 N/mm²

γ_M = Coefficiente di sicurezza del materiale = 1,15



(22) = 5xØ12 (tot.10) L=600



SEZIONE D-D

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO VELOCIZZAZIONE LINEA SAN GAVINO – SASSARI – OLBIA VARIANTE DI BAULADU					
	Fabbricati PGEP imbocchi GN01- Relazione di calcolo	COMMESSA RR0H	LOTTO 01 D 13	CODIFICA CL	DOCUMENTO FA000 0001	REV. A

9.3 Verifica di capacità portante

Si riportano qui di seguito si riportano le reazioni delle molle alla Winkler ottenute dal modello di calcolo, nelle combinazioni SLV, SLU e SLD (per le verifiche a breve termine) in quanto trattandosi di terreno incoerente la verifica di capacità portante sarà condotta solo in termini di tensioni efficaci.

Si utilizza l'approccio 2 (A1+M1+R3)

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

Si assume un terreno con caratteristiche inferiori a quelle effettive in favore di sicurezza ($\phi=28^\circ$)

La sollecitazione di calcolo da considerare è la F3 riportata nel prospetto seguente:

TABLE: Joint Reactions									
OutputCase	CaseType	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3	M3
Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN- m	KN- m	KN- m
COMB-INV-SLU	Combination	Max	18,464	48,315	175,88 1	0	0	0	0

Capacità portante

Verifica in tensioni efficaci

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0,5 \cdot g \cdot B \cdot N_y \cdot s_y \cdot d_y \cdot i_y \cdot b_y \cdot g_y$$

D = Profondità del piano di appoggio

e_B = Eccentricità in direzione B ($e_B = Mb/N$)

e_L = Eccentricità in direzione L ($e_L = Ml/N$)

(per fondazione nastriforme $e_L = 0$; $L^* = L$)

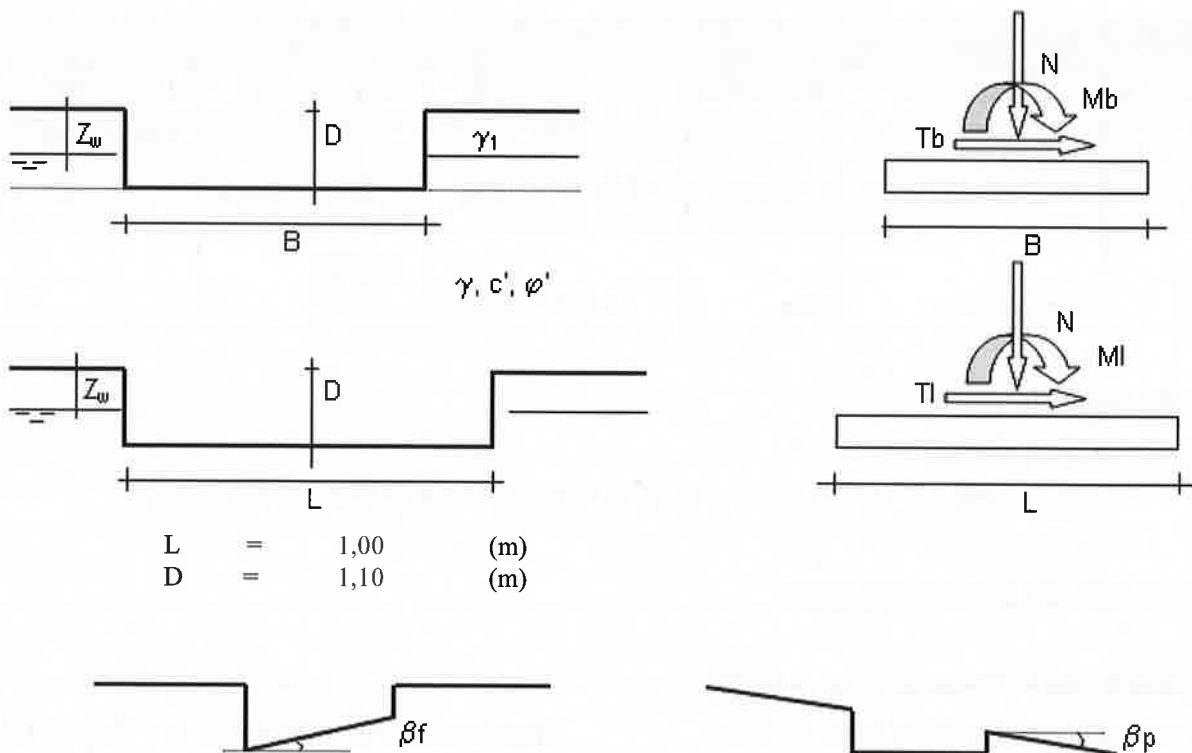
$B^* =$ Larghezza fittizia della fondazione ($B^* = B - 2 \cdot e_B$)

$L^* =$ Lunghezza fittizia della fondazione ($L^* = L - 2 \cdot e_L$)

(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

coefficienti parziali

Metodo di calcolo		azioni		proprietà del terreno		resistenze	
		permanent i	temporane e variabili	$\tan \varphi'$	c'	qlim	scorr
Stato limite ultimo	A1+M1+R1	1,30	1,50	1,00	1,00	1,00	1,00
	A2+M2+R2	1,00	1,30	1,25	1,25	1,80	1,10
	SISMA	1,00	1,00	1,25	1,25	1,80	1,00
	A1+M1+R3	1,30	1,50	1,00	1,00	2,30	1,10
	SISMA x	1,00	1,00	1,00	1,00	2,30	1,10
Tensioni ammissibili		1,00	1,00	1,00	1,00	3,00	3,00
Definiti dal progettista		1,00	1,00	1,00	1,00	2,30	1,00



$$\beta_f = 0,00 \quad (^\circ)$$

$$\beta_p = 0,00 \quad (^\circ)$$

$$\gamma_{Rd} = 1,10$$

AZIONI	Valori di calcolo	Valori amplificati
N [kN]	176,00	193,60
Mb [kNm]	0,00	0,00
MI [kNm]	0,00	0,00
Tb [kN]	0,00	0,00
TI [kN]	0,00	0,00
H [kN]	0,00	0,00

Peso unità di volume del terreno

$$\gamma_1 = 18,00 \quad (\text{kN/mc})$$

$$\gamma = 18,00 \quad (\text{kN/mc})$$

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$$c' = 0,00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$\varphi' = 29,00 \quad (^\circ)$$

Coeff. parziale

$$\gamma_c = 1$$

$$\gamma_\varphi = 1$$

Valori di progetto

$$c' = 0,00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$\varphi' = 29,00 \quad (^\circ)$$

Profondità della falda

$$Z_w = 6,00 \quad (\text{m})$$

$$e_B = 0,00 \quad (\text{m})$$

$$e_L = 0,00 \quad (\text{m})$$

$$B^* = 1,50 \quad (\text{m})$$

$$L^* = 1,00 \quad (\text{m})$$

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 19,80 \quad (\text{kN/mq})$$

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 18,00 \quad (\text{kN/mc})$$

N_c, N_q, N_γ : coefficienti di capacità portante

$$N_q = \tan^2(45 + \varphi'/2) * e^{(\pi * \tan \varphi')}$$

$$N_q = 11,85$$

$$N_c = (N_q - 1) / \tan \varphi'$$

$$N_c = 22,25$$

$$N_g = 2 * (N_q + 1) * \tan \varphi'$$

$$N_g = 12,54$$

s_c, s_q, s_g : fattori di forma

$$s_c = 1 + B * N_q / (L * N_c)$$

$$s_c = 1,80$$

$$s_q = 1 + B * \tan \varphi' / L^*$$

$$s_q = 1,73$$

$$s_g = 1 - 0,4 \cdot B^* / L^* = 0,40$$

i_c, i_q, i_g : fattori di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1,40$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1,60$$

$$\theta = \arctg(T_b / T_l) = 0,00 \quad (^\circ)$$

$$m = 1,60 \quad (-)$$

$$i_q = (1 - H / (N + B^* L^* c' \cotg \varphi'))^m$$

($m=2$ nel caso di fondazione nastriforme e $m=(m_b \sin^2 \theta + m_l \cos^2 \theta)$ in tutti gli altri casi)

$$i_q = 1,00$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1) = 1,00$$

$$i_\gamma = (1 - H / (N + B^* L^* c' \cotg \varphi'))^{(m+1)}$$

$$i_\gamma = 1,00$$

d_c, d_q, d_γ : fattori di profondità del piano di appoggio

per $D/B^* \leq 1$; $d_q = 1 + 2 D \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2 / B^*$

per $D/B^* > 1$; $d_q = 1 + (2 \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2) * \arctan (D / B^*)$

$$d_q = 1,23$$

$$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \varphi')$$

$$d_c = 1,25$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1,00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 565,84 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

$$q = N / B^* L^*$$

$$q = 129,07 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 246,02 \geq q = 129,07 \quad (\text{kN/m}^2) \quad \text{Verifica Soddisfatta}$$

$$\text{Coefficiente di sicurezza} = CS = 1,91$$

