



STADIO DELLA ROMA - TOR DI VALLE

Relazione tecnica strutturale Piastra

15 giugno 2015



Numero Emissione	1
Numero Revisione	0
Data Emissione	15/06/2015
Motivazione della Emissione	Richiesta del Permesso di Costruire
Redatto da	Arup Italia s.r.l

REGISTRO DELLE REVISIONI

E	R	Data	Descrizione	Redige	Verifica	Approva
1	0	15.06.2015	Emissione per permesso di costruire	FBOR GGR LM	LB	LS

CODIFICA ELABORATO

TDV	G	PAR01	00	G00000	PP	ST	2000	ARP	1400	00
------------	----------	--------------	-----------	---------------	-----------	-----------	-------------	------------	-------------	-----------

Indice

1. Introduzione	4
1.1. Parti coinvolte	4
2. Inquadramento geologico, idrogeologico e sismico	6
2.1. Geologia	6
2.2. Geotecnica e idrogeologia	6
2.3. Valutazione di pericolosità sismica	6
3. Codici e riferimenti per la progettazione	7
3.1. Note generali	7
3.2. Normativa in materia di strutture	7
4. Materiali	9
4.1. Premessa	9
4.2. Calcestruzzo	9
5. Condizioni di carico e di prestazione della struttura	11
5.1. Premessa	11
5.2. Combinazioni di carico e coefficienti di sicurezza	11
5.3. Azioni di progetto sulla costruzione	13
5.4. Altri requisiti di prestazione	19
5.5. Criteri di progettazione	23
6. La struttura	25
6.1. Premessa	25
6.2. Fondazioni	25
6.3. Struttura principale	25
6.4. Pre-dimensionamenti	28

1. Introduzione

Il presente documento descrive la progettazione preliminare delle strutture della piastra dello sviluppo terziario e commerciale adiacente al nuovo stadio dell'AS Roma, attualmente in fase di progettazione.

Lo sviluppo si colloca all'interno del sito attualmente occupato dall'ippodromo di Tor di Valle, a sud-ovest della Capitale, tra un'ansa del Tevere e la Via del Mare / Via Ostiense. Nella mappa (Figura 1) si evince la posizione dell'area, ad ovest della Via del Mare e dell'EUR.

Il Sito oggetto dell'intervento si trova all'interno del XII Municipio, nell'ambito del Comune di Roma.

In questo documento verranno forniti alcuni elementi essenziali di inquadramento relativi al Progetto Preliminare, al fine di evidenziare da subito le peculiarità del sito e del Progetto, in riferimento alle strutture della piastra e del resto dello sviluppo. In particolare, si evidenzieranno:

- Il quadro normativo di riferimento per la progettazione delle strutture e gli elementi di rilievo che potrebbero avere un'incidenza sul costo di costruzione o sull'iter approvativo;
- Una valutazione preliminare delle condizioni di carico e delle sollecitazioni ambientali;
- Una valutazione preliminare delle relazioni con altri elementi di rilievo all'interno o in adiacenza allo sviluppo (e.g. stadio, edifici a torre, etc.);
- Le possibili soluzioni strutturali per la realizzazione della piastra con evidenza dei principali elementi con un impatto su (i) processi costruttivi, (ii) costi di realizzazione, (iii) progetto architettonico ed impiantistico, etc.

1.1. Parti coinvolte

Diversi attori prendono parte con differenti ruoli all'intero processo progettuale. Le principali parti coinvolte nella progettazione sono:

- Eurnova s.r.l. / Parsitalia Real Estate (Committente / Sviluppatore);
- Studio Daniel Libeskind (Progettista architettonico comparto B1);
- Studio Altieri (Progettista architettonico comparti A4 e C1);
- Officine Verdi;
- Arup (Progettista Strutturale ed Impiantistico comparti A4, C1, B1);
- Land (Progettista del verde).

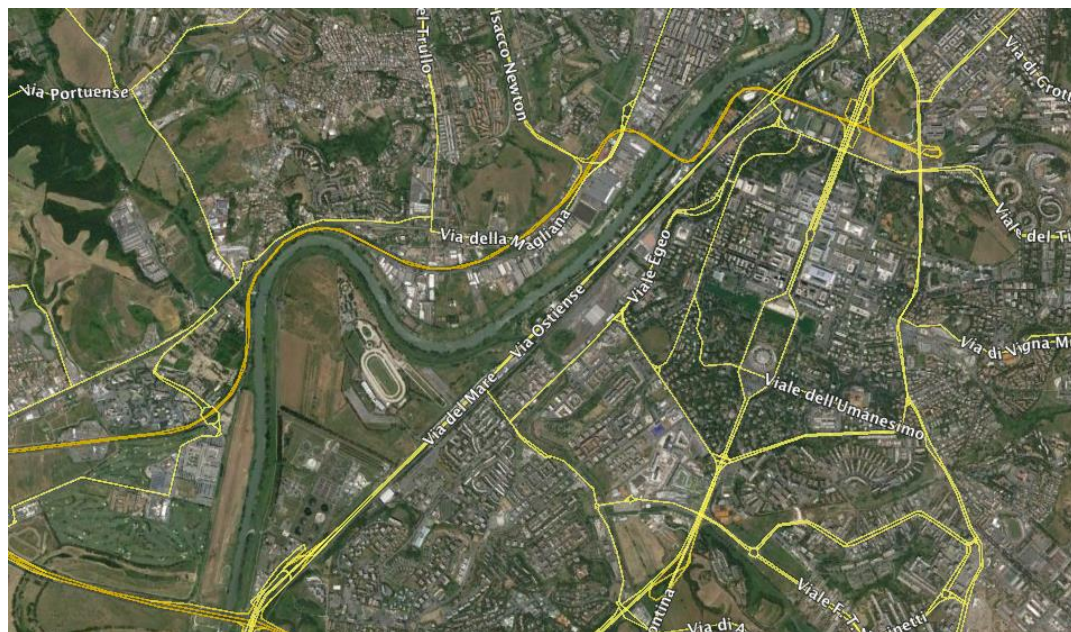


Figura 1 Immagine satellitare dell'area circostante al sito oggetto del Progetto, situato nella parte centrale-sinistra, ad ovest della Via del Mare e dell'EUR.



Figura 2 Planimetria preliminare dello sviluppo dell'area, comprendente la parte a destinazione terziaria e commerciale ed il nuovo stadio dell'AS Roma.

2. Inquadramento geologico, idrogeologico e sismico

2.1. Geologia

Per quanto riguarda la descrizione geologica del sito si rimanda alla Relazione geologica in allegato a questa relazione.

2.2. Geotecnica e idrogeologia

Per quanto riguarda la parte geotecnica e idrogeologica si rimanda alla Relazione geotecnica in allegato a questa relazione.

2.3. Valutazione di pericolosità sismica

La valutazione della pericolosità sismica è ampiamente descritta all'interno della Relazione sismica a cui si rimanda.

3. Codici e riferimenti per la progettazione

3.1. Note generali

Le strutture ed i loro componenti saranno progettati secondo i criteri indicati dalle norme vigenti sul territorio nazionale.

Alcuni ambiti della progettazione saranno svolti secondo i principi di altre normative, di valenza internazionale, sulle quali si ritiene l'approfondimento del tema individuato venga meglio affrontato nel rispetto comunque dei limiti minimi di sicurezza forniti dalla norma italiana dove esistente.

Un determinato ambito del calcolo o dell'esecuzione nel quale la norma italiana non viene espressamente richiamata si intende da svolgersi secondo la corrispondente norma internazionale indicata.

In ambito di progettazione sismica, il XII Municipio all'interno del Comune di Roma è classificato in Zona Sismica 2 (cfr. Delibera di Giunta Regionale n. 387, del 22 maggio 2009).

3.2. Normativa in materia di strutture

La normativa di riferimento in materia di strutture è rappresentata dalle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al Decreto del Ministero delle Infrastrutture del 14 Gennaio 2008. Laddove la norma non riporti indicazioni applicative per l'ottenimento delle prestazioni prescritte, gli Eurocodici verranno tipicamente utilizzati nel rispetto dei livelli di sicurezza richiesti.

La pericolosità sismica è quella indicata dalle Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. Infrastrutture 14 Gennaio 2008) agli Allegati A e B.

Legge 5 Novembre 1971, n. 1086 – Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato normale e precompresso ed a struttura metallica

Legge 2 Febbraio 1974, n. 64 – Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche

Decreto del Presidente della Repubblica 6 Giugno 2001, n. 380 – Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia

Legge 27 Luglio 2004, n. 186 – Conversione in legge, con modificazioni, del Decreto Legge 28 Maggio 2004, n. 136, recante disposizioni urgenti per garantire la funzionalità di taluni settori della pubblica amministrazione. Disposizioni per la rideterminazione di deleghe legislative e altre disposizioni connesse (art. 5: "Normative tecniche in materia di costruzioni")

Decreto del Ministero delle Infrastrutture 14 Gennaio 2008 – Approvazione delle nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (di seguito NTC)

Circolare del Ministero delle Infrastrutture 2 Febbraio 2009, n. 617 – Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 Gennaio 2008 (di seguito Circ. NTC)

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

UNI EN 10025-2:2005 Prodotti laminati a caldo di acciai per impieghi strutturali – Parte 2: Condizioni tecniche di fornitura di acciai non legati per impieghi strutturali

UNI EN 10025-4:2005 Prodotti laminati a caldo di acciai per impieghi strutturali – Parte 4: Condizioni tecniche di fornitura di acciai per impieghi strutturali saldabili a grano fine ottenuti mediante laminazione termo meccanica

3.2.1. Normativa europea ed internazionale

UNI EN 1990: 2004 Eurocodice – Criteri generali di progettazione strutturale

UNI EN 1991-1-1: 2004 Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture – Parte 1-1: Azioni in generale – Pesì per unità di volume, pesì propri e sovraccarichi per gli edifici

UNI EN 1991-1-3: 2004 Eurocodice 1: Azioni sulle strutture – Parte 1-3: Azioni in generale – Carichi da neve

UNI EN 1991-1-4: 2005 Eurocodice 1: Azioni sulle strutture – Parte 1-4: Azioni in generale – Azioni del vento

UNI EN 1992-1-1: 2005 Eurocodice 2: Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici

UNI EN 1993-1-1: 2005 Eurocodice 3: Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici

UNI EN 1994-1-1: 2005 Eurocodice 4: Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici

UNI EN 1997-1: 2005 Eurocodice 7: Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali

UNI EN 1998-1: 2005 Eurocodice 8: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici

3.2.2. Normativa in materia di classificazione e pericolosità sismica

Ordinanza del PCM n. 3519 del 28 Aprile 2006 – Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi nelle medesime zone e dati di riferimento elaborate dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia in riferimento all'allegato 1b.

Regione Lazio – Delibera di Giunta Regionale n. 387 del 22 maggio 2009 e relativi allegati tecnici

3.2.3. Normativa in materia di resistenza in caso d'incendio

UNI EN 1992-1-2:2005 Eurocodice 2: Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-2: Progettazione strutturale contro l'incendio

UNI EN 1993-1-2:2005 Eurocodice 3: Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 1-2: Progettazione strutturale contro l'incendio

UNI EN 1994-1-2: 2005 Eurocodice 4 - Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo - Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio

Decreto Ministero dell'Interno 16 Febbraio 2007 – Classificazione di resistenza al fuoco di prodotti ed elementi costruttivi di opere da costruzione

Decreto Ministero dell'Interno 9 Marzo 2007 – Prestazioni di resistenza al fuoco delle costruzioni nelle attività soggette al controllo del Corpo nazionale dei vigili del fuoco

3.2.4. Altre linee guida e riferimenti

Aspetti Geotecnici della Progettazione in Zona Sismica, Linee Guida dell'Associazione Geotecnica Italiana, Marzo 2005;

Linee guida sui calcestruzzi strutturali ad alta resistenza, Consiglio Superiore LL.PP., Servizio Tecnico Centrale;

Linee guida per la messa in opera del calcestruzzo strutturale e per la valutazione delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo indurito mediante prove non distruttive, Consiglio Superiore LL.PP., Servizio Tecnico Centrale;

CNR-DT 207/2008 Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni;

National Building Code of Canada (NBCC), 2005;

CTBUH, Recommendations for the seismic design of high-rise buildings, 2008;

ISO 6897:1984 Guidelines for the evaluation of the response of occupants of fixed structures, especially buildings and off-shore structures, to low-frequency horizontal motion (0,063 to 1 Hz);

ISO 10137:2007 Bases for design of structures - Serviceability of buildings and walkways against vibrations;

AS 3600: 2009 Concrete structures;

CCIP, A design guide for footfall induced vibration of structures, M.R. Willford, P. Young, The Concrete Centre, UK 2006;

3.2.5. Riferimenti per la progettazione per robustezza e contro il collasso progressivo

UNI EN 1991-1-7: 2006 Eurocodice 1: Azioni sulle strutture – Parte 1-7: Azioni in generale – Azioni eccezionali;

Practical guide to structural robustness and disproportionate collapse in buildings, The Institution of Structural Engineers, UK 2010;

FEMA 426: Reference manual to mitigate potential terrorist attacks against buildings, Federal Emergency Management Agency, USA 2003;

FEMA 427: Primer for design of commercial buildings to mitigate terrorist attacks, Federal Emergency Management Agency, USA 2003.

4. Materiali

4.1. Premessa

Si riportano, di seguito, le caratteristiche dei materiali utilizzati nell'ambito della progettazione strutturale da leggere insieme agli elaborati grafici.

4.2. Calcestruzzo

Per tutte le classi di calcestruzzo di seguito riportate si assume:

Coefficiente di Poisson $\nu = 0.2$ (non fessurato)

Coefficiente di espansione termica lineare $\alpha = 10 \cdot 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$

4.2.1. Calcestruzzo C28/35

Il calcestruzzo strutturale di classe C28/35 viene adottato per le seguenti tipologie strutturali:

- Strutture di solaio, dove non diversamente indicato;
- Travi, dove non diversamente indicato;
- Strutture di fondazione, i.e. platee, travi e cordoli di fondazione, plinti, trincee.

Vengono assunti a base del calcolo i seguenti parametri relativi alle caratteristiche meccaniche del materiale (classe C28/35):

- | | | |
|--|------------------------|---------------------------|
| • Resistenza cubica caratteristica | R_{ck} | = 35,0 N/mm ² |
| • Resistenza cilindrica caratteristica | f_{ck} | = 28,0 N/mm ² |
| • Resistenza di progetto a compressione | f_{cd} | = 16,5 N/mm ² |
| • Resistenza a trazione | f_{ctd} | = 1,32 N/mm ² |
| • Resistenza tangenziale di aderenza acciaio-clc | f_{bd} | = 2,98 N/mm ² |
| • Classe di consistenza (Slump): getti orizzontali (travi e solai): S5 | | |
| • Modulo elastico istantaneo | $E_{c,short}$ | = 32600 N/mm ² |
| • Modulo elastico a lungo termine | $E_{c,long}$ | = 9900 N/mm ² |
| (cfr. UNI EN 1992-1-1:2005, § 3.1.4 e § 7.4.3; si è assunto | $\varphi(\infty, t_0)$ | = 2.3) |
| • Coefficiente parziale di sicurezza sul materiale | γ_c | = 1,5 |

4.2.2. Calcestruzzo C32/40

Il calcestruzzo strutturale di classe C32/40 viene adottato per le seguenti tipologie:

- pilastri, pareti e nuclei, dove non diversamente indicato.

Vengono assunti a base del calcolo i seguenti parametri relativi alle caratteristiche meccaniche del materiale (classe C32/40):

- | | | |
|--|---------------|---------------------------|
| • Resistenza cubica caratteristica | R_{ck} | = 40,0 N/mm ² |
| • Resistenza cilindrica caratteristica | f_{ck} | = 32,0 N/mm ² |
| • Resistenza di progetto a compressione | f_{cd} | = 18,8 N/mm ² |
| • Resistenza a trazione | f_{ctd} | = 1,44 N/mm ² |
| • Resistenza tangenziale di aderenza acciaio-clc | f_{bd} | = 3,25 N/mm ² |
| • Classe di consistenza (Slump): getti verticali (muri e pilastri): S4 | | |
| • Modulo elastico istantaneo | $E_{c,short}$ | = 33600 N/mm ² |

- Modulo elastico a lungo termine $E_{c,long} = 10200 \text{ N/mm}^2$
(cfr. UNI EN 1992-1-1:2005, § 3.1.4 e § 7.4.3; si è assunto $\varphi(\infty, t_0) = 2.3$)
- Coefficiente parziale di sicurezza sul materiale $\gamma_c = 1,5$

4.2.3. Acciaio per armatura delle strutture in C.A.

Si riportano di seguito le caratteristiche dell'acciaio per calcestruzzo armato B450C come da NTC 11.3.2.1

Barre ad aderenza migliorata in acciaio tipo B450C bonificato saldabile avente:

- Resistenza caratteristica di rottura $f_{tk} \geq 540 \text{ N/mm}^2$
- Tensione di snervamento $f_{yk} \geq 450 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza di calcolo $f_{sd} = 391.3 \text{ N/mm}^2$
- Caratteristiche di duttilità $(f_t / f_y) \geq 1,15$
 $< 1,35$
- $(f_t / f_{nom})_k \leq 1,25$
- Allungamento $(A_{gt}) \geq 7,5\%$
- Modulo elastico $E_s = 206 \text{ GPa}$
- Coefficiente parziale di sicurezza sul materiale $\gamma_s = 1,15$

5. Condizioni di carico e di prestazione della struttura

5.1. Premessa

Per effettuare le verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU) si introduce il concetto dell'approccio progettuale. Secondo tale impostazione si possono scegliere due Approcci distinti, che si differenziano per i diversi coefficienti parziali usati.

Per le verifiche agli SLU degli elementi costituenti la struttura in elevazione entrano quindi in gioco due famiglie di coefficienti parziali che sono i γ_F per le azioni, e i γ_M per le resistenze dei materiali.

Per le verifiche agli SLU degli elementi di fondazione, valgono gli stessi ragionamenti con alcune piccole differenze di applicazione delle formule ed una variabile ulteriore. Infatti si introduce una terza famiglia di coefficienti dipendenti dalla tipologia della fondazione e legati alla resistenza globale del sistema geotecnico.

In sintesi quindi le tre famiglie di coefficienti sono i γ_F per le azioni come prima, i γ_M stavolta per i parametri geotecnici e i γ_R per la resistenza globale del sistema.

5.2. Combinazioni di carico e coefficienti di sicurezza

(Rif. NTC, § 2.5 e § 2.6)

Come metodo di verifica degli elementi strutturali si utilizzerà il Metodo Semi-probabilistico agli Stati Limite (cfr. NTC, § 2.1).

Con riferimento alle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. Infrastrutture del 14 Gennaio 2008, le azioni vengono combinate secondo condizioni di carico tali da risultare più sfavorevoli ai fini delle singole verifiche, tenendo conto della ridotta probabilità di intervento simultaneo di tutte le azioni con i rispettivi valori più sfavorevoli.

Sicurezza nei confronti di stati limite ultimi (SLU)

Si adottano le combinazioni espresse simbolicamente come segue:

- combinazione fondamentale:
$$F_d = \gamma_{g1} \cdot G_{1k} + \gamma_{g2} \cdot G_{2k} + \gamma_p \cdot P_k + \gamma_q \cdot Q_{k1} + \sum \gamma_{qi} \cdot (\psi_{0i} \cdot Q_{ki})$$

Dove i segni + e \sum indicano l'applicazione dei rispettivi addendi ed il coefficiente γ_q (pari a 1,5 oppure 0) va applicato a ciascun carico Q_{ki} con il valore appropriato.

Si assumono i seguenti coefficienti γ_i :

- $\gamma_{g1} = 1,3$ (1,0 se il suo contributo aumenta la sicurezza); laddove la definizione dei carichi permanenti non è compiutamente definita si applicheranno i coefficienti dei carichi permanenti non strutturali;
- $\gamma_{g2} = 1,5$ (0 se il contributo aumenta la sicurezza);
- $\gamma_p = 1,0$ per l'azione di precompressione;
- $\gamma_q = 1,5$ (0 se il suo contributo aumenta la sicurezza);

ed essendo:

- G_k il valore caratteristico delle azioni permanenti;
- P_k il valore caratteristico della forza di precompressione;
- Q_{k1} il valore caratteristico dell'azione di base di ogni combinazione;
- Q_{ki} i valori caratteristici delle azioni variabili tra loro indipendenti;
- ψ_{0i} coefficienti di combinazione delle azioni variabili allo stato limite ultimo;

per i valori da assegnare ai coefficienti ψ_{0i} si fa riferimento alle NTC, § 2.5.3, Tab. 2.5.I.

Sicurezza nei confronti di stati limite di esercizio (SLE)

Si prenderanno in esame le seguenti combinazioni:

- combinazione caratteristica (rara): $F_d = G_k + P_k + Q_{k1} + \sum (\psi_{0i} \cdot Q_{ki})$
- combinazione frequente: $F_d = G_k + P_k + \psi_{1i} \cdot Q_{k1} + \sum (\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$
- combinazione quasi-permanente: $F_d = G_k + P_k + \sum (\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$

essendo:

- ψ_{1i} coefficiente atto a definire i valori delle azioni variabili assimilabili ai frattili di ordine 0,95 delle distribuzioni dei valori istantanei;
- ψ_{2i} coefficiente atto a definire i valori quasi permanenti delle azioni variabili assimilabili ai valori medi delle distribuzioni dei valori istantanei.

Per i valori da assegnare ai coefficienti ψ_{0i} , ψ_{1i} e ψ_{2i} si fa riferimento alle NTC, § 2.5.3, Tab. 2.5.I.

Robustezza nei confronti di azioni eccezionali

Si prenderanno in esame le seguenti combinazioni:

- combinazione eccezionale: $F_d = G_k + P_k + A_d + \sum (\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$

essendo A_d l'azione eccezionale di progetto.

Sicurezza nei confronti delle azioni sismiche

Per le analisi e le verifiche sismiche, si prenderanno in esame le seguenti combinazioni:

- $F_d = G_k + P_k + E + \sum_i (\psi_{ji} \cdot Q_{ki})$

Dove si assumono i seguenti significati per i simboli riportati:

- E è l'azione sismica per lo stato limite in esame (Stato Limite di salvaguardia della Vita, SLV ovvero Stato Limite di Danno, SLD);
- G_k rappresenta la somma dei carichi permanenti nel loro valore caratteristico;
- P_k è il valore caratteristico dell'azione di precompressione, a cadute di tensione avvenute;
- $\psi_{ji} = \psi_{2i}$ (SLV) coefficiente di combinazione che fornisce il valore quasi-permanente dell'azione variabile Q_i
- Q_{ki} è il valore caratteristico dell'azione variabile Q_i

Per i valori da assegnare ai coefficienti ψ_{0i} si fa riferimento alle NTC, § 2.5.3, Tab. 2.5.I. Si osserva come né il vento, né le variazioni termiche né la neve (al di sotto dei 1000m s.l.m.) si combinano con l'azione sismica.

Sicurezza geotecnica

La normativa di riferimento per la progettazione geotecnica delle fondazioni è costituita dalle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al DM 14 Gennaio 2008.

Per quanto riguarda lo Stato Limite Ultimo (SLU) si progettano le fondazioni seguendo l'Approccio 1, che prevede due diverse combinazioni.

Per quanto riguarda invece lo Stato Limite di Esercizio (SLE), si sono valutati i cedimenti delle fondazioni in base alle combinazioni di carico previste dalla normativa.

Per maggiori dettagli si rimanda alla Relazione geotecnica.

5.3. Azioni di progetto sulla costruzione

Le azioni di progetto sulla costruzione sono identificabili come carichi esterni sollecitanti. Nella progettazione-verifica della struttura vengono considerati differenti scenari di carico riconducibili a diverse tipologie di carico. Essi possono essere distinti in due grandi famiglie, quelli gravitazionali che agiscono in condizioni statiche e quelli sismici che si manifestano solo in condizioni dinamiche.

I carichi gravitazionali sono distinguibili in permanenti (peso proprio e sovraccarico portato) e variabili (sovraccarico accidentale di piano, sovraccarico accidentale in copertura, neve, vento).

Per la determinazione dei carichi trasferiti alla struttura è stata effettuata l'analisi sui pacchetti architettonici. Per semplificare la modellazione, sono stati impiegati dei solai tipo individuati tramite il loro peso proprio, sovraccarico permanente, sovraccarico variabile (o accidentale).

5.3.1. Carichi di progetto – Pesì propri e carichi permanenti

5.3.1.1. Pesì Propri Strutturali

I pesi propri degli elementi componenti le strutture sono valutati in base alle sezioni geometriche ed ai pesi specifici corrispondenti qui di seguito riportati.

Pesi specifici materiali utilizzati (cfr. NTC, §3.1.3.1, Tab. 3.1.I)

Acciaio	78.5 kN/m ³
Calcestruzzo armato	25.0 kN/m ³
Calcestruzzo non armato	24.0 kN/m ³
Calcestruzzo alleggerito per massetti	16.0 kN/m ³
Calcestruzzo strutturale alleggerito	17.0 kN/m ³

Successivamente vengono specificate le tipologie strutturali adottate nel progetto.

5.3.1.2. Carichi permanenti portati

Sono i pesi agenti sulla struttura per tutta la vita nominale della costruzione o tale da considerarsi agenti in maniera pressoché permanente. Si sono considerati i pesi dei pavimenti, pareti, impianti appesi e soffitti. Le assunzioni sui carichi in questa fase del progetto sono state condotte in base alle informazioni disponibili.

Tutte le assunzioni dovranno essere confermate nelle fasi successive del progetto.

Sono state individuate 11 possibili tipologie di aree di carico attribuibili a diversi solai. La posizione in pianta delle diverse aree di carico è stata ipotizzata per permettere i calcoli strutturali preliminari. Dovrà essere tutto confermato in una fase successiva.

- **S1 - Solaio tipo 1 - autorimessa generica (mezzi fino a 30kN)**

Spessore tipico 350mm

Massetto di pendenza (100-150mm)	3,50 kN/m ²
Luci e impianti appesi	<u>0,40 kN/m²</u>
Totale	3,90 kN/m ²

- **S2 - Solaio tipo 2 - autorimessa con accesso mezzi pesanti (mezzi >30kN) e baie di carico**

Spessore tipico 350mm

Massetto di pendenza (100-150mm)	3,50 kN/m ²
Luci e impianti appesi	<u>0,40 kN/m²</u>
Totale	3,90 kN/m ²

- **S3 - Solaio tipo 3 - spazi tecnici**

Spessore tipico 350mm

Massetto di pendenza (100-150mm)	3,50 kN/m ²
Luci e impianti appesi	<u>0,40 kN/m²</u>
Totale	3,90 kN/m ²

- **S4 - Solaio tipo 4 – archivi e magazzini**

Spessore tipico 350mm

Massetto di pendenza (100-150mm)	3,50 kN/m ²
Luci e impianti appesi	<u>0,40 kN/m²</u>
Totale	3,90 kN/m ²

- **S5 - Solaio tipo 5 – piazza con accesso pedonale (folla compatta)**

Spessore tipico 450mm

Massetto di pendenza (100-150mm)	3,50 kN/m ²
Pavimentazione e strati di finitura	3,00 kN/m ²
Luci e impianti appesi	<u>0,40 kN/m²</u>
Totale	6,90 kN/m ²

- **S6 - Solaio tipo 6 – spazi commerciali**

Spessore tipico 450mm

Massetto di pendenza (100-150mm)	3,50 kN/m ²
Pavimentazione e strati di finitura	3,00 kN/m ²
Luci e impianti appesi	<u>0,40 kN/m²</u>
Totale	6,90 kN/m ²

- **S7 - Solaio tipo 7 – piazza con accesso ai mezzi VVFF/AMA**

Spessore tipico 500mm

Massetto di pendenza (100-150mm)	3,50 kN/m ²
Pavimentazione e strati di finitura	3,00 kN/m ²
Luci e impianti appesi	<u>0,40 kN/m²</u>
Totale	6,90 kN/m ²

- **S8 - Solaio tipo 8 – piazza con verde pensile (prato o arbusti in asola a filo)**

Spessore tipico 450mm

Massetto di pendenza (100-150mm)	3,50 kN/m ²
Terreno e strati di finitura (250mm)	5,00 kN/m ²
Luci e impianti appesi	<u>0,40 kN/m²</u>
Totale	8,90 kN/m ²

- **S9 - Solaio tipo 9 – piazza con verde pensile (arbusti in asola rialzata)**

Spessore tipico 450mm

Massetto di pendenza (100-150mm)	3,50 kN/m ²
Terreno e strati di finitura (450mm)	10,00 kN/m ²
Luci e impianti appesi	<u>0,40 kN/m²</u>
Totale	13,90 kN/m ²

- **S10 - Solaio tipo 10 – Uffici (piano terra – spazi pubblici)**

Spessore tipico 300-350mm

Finiture e controsoffitti	2,00 kN/m ²
Luci e impianti appesi	0,40 kN/m ²
Partizioni	<u>1,20 kN/m²</u>
Totale	3,60 kN/m ²

- **S11 - Solaio tipo 11 – Uffici (piano terra)**

Spessore tipico 300-350mm

Finiture e controsoffitti	2,00 kN/m ²
Luci e impianti appesi	0,40 kN/m ²
Partizioni	<u>1,20 kN/m²</u>
Totale	3,60 kN/m ²

5.3.2. Carichi di progetto – Azioni variabili

Si riportano di seguito i valori di progetto delle azioni variabili (Q), ovvero di quelle azioni sulla struttura o sull'elemento strutturale con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel tempo. Questi sono stati valutati seguendo NTC08, Tab 3.1.II a meno del solaio tipo 3 dove il carico variabile sarà da valutare caso per caso singolarmente.

5.3.2.1. Carichi variabili

(Rif. NTC, § 3.1.4 tab. 3.1.II)

I carichi variabili sono elencati di seguito e divisi per le tipologie di solaio descritte al paragrafo 5.3.1.12. Sono elencate anche le diverse categorie a cui appartengono i solai.

- | | | |
|---|------------------------------|-------------------------|
| • S1 - Solaio tipo 1 - autorimessa generica (mezzi fino a 30kN) | Cat. F | 2,50 kN/m ² |
| • S2 - Solaio tipo 2 - autorimessa con accesso mezzi pesanti (mezzi >30kN) e baie di carico | Cat. G | 10,00 kN/m ² |
| • S3 - Solaio tipo 3 - spazi tecnici | (*da valutare caso per caso) | 5-10 kN/m ² |
| • S4 - Solaio tipo 4 – archivi e magazzini | Cat. E1 | 6,00 kN/m ² |
| • S5 - Solaio tipo 5 – piazza con accesso pedonale (folla compatta) | Cat. C3 | 5,00 kN/m ² |
| • S6 - Solaio tipo 6 – spazi commerciali | Cat. D2 | 5,00 kN/m ² |

• S7 - Solaio tipo 7 – piazza con accesso ai mezzi VVFF/AMA	Cat. G	20,00 kN/m ²
• S8 - Solaio tipo 8 – piazza con verde pensile (prato o arbusti in asola a filo)	Cat. C3	5,00 kN/m ²
• S9 - Solaio tipo 9 – piazza con verde pensile (arbusti in asola rialzata)	Cat. C3	5,00 kN/m ²
• S10 - Solaio tipo 10 – Uffici (piano terra – spazi pubblici)	Cat. C2	4,00 kN/m ²
• S11 - Solaio tipo 11 – Uffici (piano terra)	Cat. B2	3,00 kN/m ²

5.3.2.2. Azioni del vento

(Rif. NTC, § 3.3 e CNR-DT 207/2008, § G.2.3.6)

I valori di azione di riferimento del vento sono stati calcolati in accordo alla normativa vigente, in base alle seguenti assunzioni:
Roma (Lazio), zona 3, classe di rugosità del terreno D, categoria di esposizione del sito II.

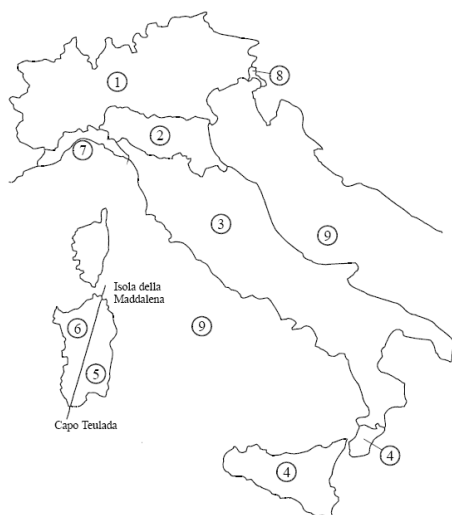


Figura 3 Mappa nazionale di macro-zonazione per l'azione del vento (da: NTC, Figura 3.3.1)

La pressione cinetica di riferimento è:

- $q_b = 0,46 \text{ kN/m}^2$

L'azione della pressione è definita come:

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

dove:

- c_e = coefficiente di esposizione
- c_p = coefficiente di forma
- c_d = coefficiente dinamico

5.3.2.3. Carichi da neve

(Rif. NTC, § 3.4 e Circ. NTC § C.3.4.5.5)

Il carico da neve è stato assunto in base a quanto riportato nella normativa vigente, in base ai seguenti parametri di calcolo.

Roma, Zona III (cfr. elenco NTC, § 3.4.2)

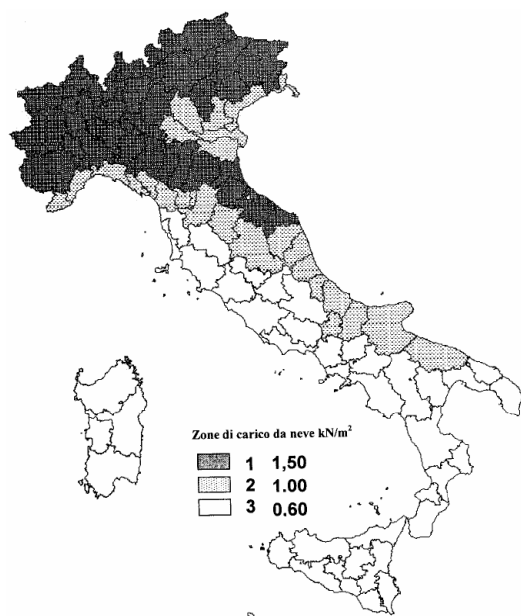


Figura 4 Mappa nazionale di macro-zonazione per carico di neve al suolo (da: NTC, Figura 3.4.1).

- La copertura è piana in ogni punto della struttura,

Si ricava il valore del carico neve al suolo per la zona I mediterranea:

- Carico neve al suolo $q_{sk} = 0,60 \text{ kN/m}^2$

Si assumono i seguenti valori dei coefficienti di esposizione e termico:

- Coefficiente di esposizione $c_E = 1.0$
- Coefficiente termico $c_t = 1.0$

Si ricavano i valori dei coefficienti di forma nei casi di assenza e presenza di vento:

- Coefficiente di forma in assenza di vento $\mu_1 = 0.8$
- Coefficiente di forma in presenza di vento $\mu_2 = 0.8$

5.3.2.4. Variazioni termiche

(Rif. NTC, § 3.5)

Poiché la variazione termica non costituisce azione fondamentale per la sicurezza o per l'efficienza funzionale della struttura degli edifici, si tiene conto della sola componente ΔT_u pari alla differenza di temperatura tra la temperatura media attuale e quella iniziale al momento della costruzione.

I valori della variazione ΔT_u vengono riportati sotto per i diversi materiali e le diverse condizioni di esposizione:

Strutture in c.a. e c.a.p. esposte	$\pm 15^\circ\text{C}$
Strutture in c.a. e c.a.p. protette	$\pm 10^\circ\text{C}$

5.3.3. Carichi di progetto – Azioni eccezionali

(Rif. NTC, § 3.6)

Si riportano di seguito i valori di progetto e le considerazioni sulle azioni eccezionali (A), ovvero di quelle azioni che si verificano solo eccezionalmente nel corso della vita nominale della struttura.

5.3.3.1. Incendio

Per le caratteristiche di resistenza fare riferimento a quanto riportato nel progetto antincendio.

5.3.3.2. Urti

Date le caratteristiche dell'edificio non si ritengono in questa fase del progetto dimensionanti le azioni dovute a potenziali urti. Nelle prossime fasi del progetto si potranno considerare specifiche condizioni di carico su elementi strutturali a rischio urti.

5.3.4. Carichi di progetto – Azioni sismiche

(Rif. NTC, § 3.2 e Allegati A e B)

Roma (Zona Sismica 2 ex Ordinanza PCM 3274/2003 e s.m.i.)

I carichi sismici considerano gli effetti dell'azione sismica sulla struttura. L'azione sismica che agisce sull'intera struttura (applicata nei baricentri delle masse dei singoli piani), movimentata la massa sismica (data dai carichi permanenti combinati con una percentuale di carico variabile) e si suddivide in due contributi uno orizzontale ed uno verticale (considerata se presenti elementi a sbalzo e/o travi con grande luce).

L'azione orizzontale viene considerata separatamente applicando il sisma alla struttura in due direzioni ortogonali tra loro e non contemporanee. Gli effetti finali, impiegati nella fase di progetto, saranno poi ottenuti ricombinando i singoli contributi attraverso una permutazione. Le sollecitazioni orizzontali (verticali se presente il sisma verticale) che agiscono sulla struttura e che sono prodotte dal sisma, costituiscono delle condizioni di carico sismiche aggiuntive rispetto a quelle prodotte dai carichi gravitazionali.

Vita nominale, classe d'uso e periodo di riferimento

(Rif. NTC, § 2.4)

Si evidenzia che, conformemente alla normativa vigente ed alla consuetudine consolidata presso il Genio Civile della Regione Lazio, al fine della successiva definizione delle azioni sismiche sulla struttura, la vita nominale, la classe d'uso e, di conseguenza, il periodo di riferimento per le strutture dell'intervento in esame vengono definite come qui illustrato.

Con riferimento sia agli edifici a torre previsti nel Progetto sia alla presenza dello stadio ed alla relazione d'uso tra questo e la piastra, la vita nominale delle strutture viene definita in:

Vita Nominale $V_N = 100$ anni

(conformemente alle NTC, § 2.4 per le grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica)

Per le stesse ragioni, la classe d'uso viene definita coerentemente con gli affollamenti, l'uso e la relazione che esistono tra la piastra da un lato e gli edifici a torre e lo stadio dall'altro:

Classe d'uso: classe III

$C_U = 1,5$ per costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi

Si determina quindi un periodo di riferimento per l'azione sismica: $V_R = V_N \cdot C_U = 150$ anni.

Si osserva che è pratica consolidata presso il Genio Civile della Regione Lazio considerare la vita nominale e la classe d'uso definita per gli edifici soggetti a grande affollamento anche per tutte le loro pertinenze e per tutte le strutture su cui possono insistere affollamenti simili a causa del deflusso degli utenti. Per questa ragione vengono estese anche alla struttura della piastra le definizioni proprie degli edifici a torre (i cui utenti utilizzeranno i parcheggi situati nella piastra) e dello stadio (i cui utenti defluiranno attraverso percorsi che insisteranno sulle strutture della piastra).

Ricapitolando, i parametri assunti sono:

- Vita nominale della costruzione: $V_N = 100$ anni;
- Classe d'uso: $C_L = III$;
- Periodo di riferimento: $V_R = 150$ anni;
- Categoria del suolo di fondazione sui primi 30m: C;
- Fattore di struttura: $q = 3$;

La determinazione del fattore di struttura q è stata condotta in accordo con le NTC al capitolo 7.3.1 e 7.4.3.2. Per la struttura in esame in questa relazione, seguendo le norme appena citate nell'ipotesi di presenza di regolarità in altezza, si determina un fattore di struttura pari a 3 considerando una Classe di Duttività Bassa (CD "B").

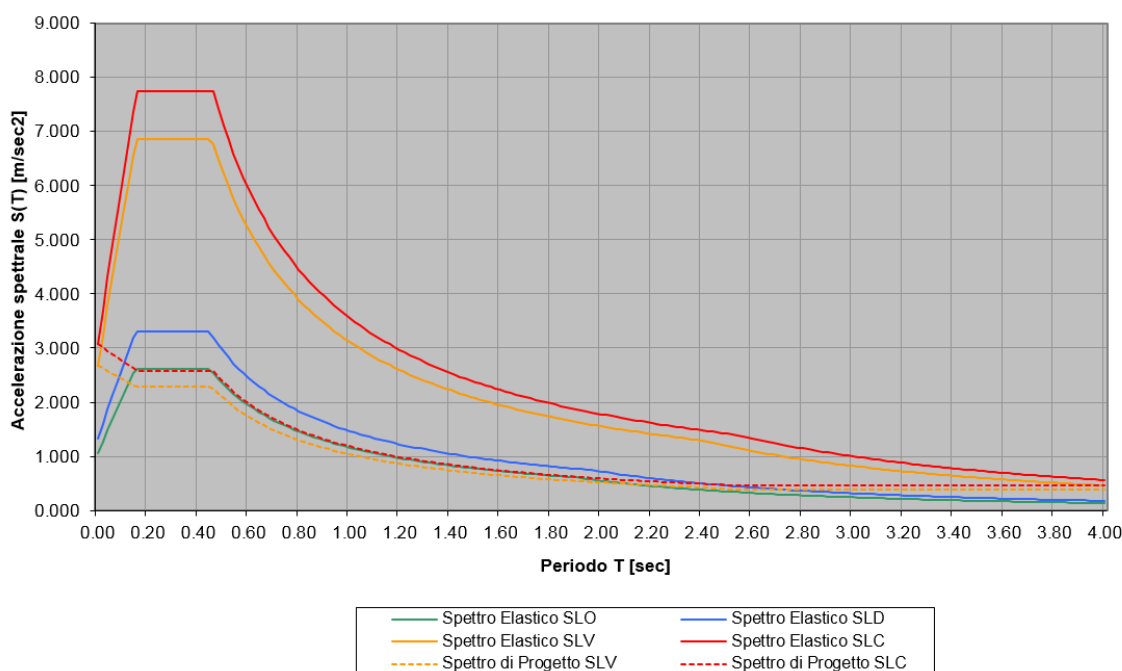


Figura 5 Spettri di risposta elastici e di progetto dell'accelerazione orizzontale per tutti gli stati limite di riferimento.

5.4. Altri requisiti di prestazione

5.4.1. Durabilità

Si fa riferimento alle seguenti normative:

- Eurocodice 2 (UNI EN 1992-1-1: 2005) – Progettazione delle strutture cementizie;
- UNI EN 206-1:2001 Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità.

Con riferimento a quanto prescritto dall'EC2 si danno le seguenti indicazioni:

- La struttura soddisferà il requisito di durabilità complessiva richiesta, durante la sua vita utile.
- La struttura esplicherà le sue funzioni e risulterà idonea all'esercizio, resistente e stabile, senza riduzioni significative della sua funzionalità e senza richiedere manutenzioni eccessive non previste.

Per il progetto dell'edificio, si farà riferimento alla tabella 4.1 del succitato EC2, che stabilisce il livello globale di protezione richiesto a seconda del tipo di ambiente in cui si trova l'edificio. Si rimanda a paragrafo 5.4.3 per maggiori info sull'impermeabilizzazione.

Classi di esposizione

Denominazione della classe	Descrizione dell'ambiente	Esempi informativi di situazioni a cui possono applicarsi le classi di esposizione
1 Assenza di rischio di corrosione o attacco		
X0	Per calcestruzzo privo di armatura o inserti metallici: tutte le esposizioni eccetto dove c'è gelo/disgelo, abrasione o attacco chimico. Per calcestruzzo con armatura o inserti metallici: molto asciutto.	Calcestruzzo all'interno di edifici con umidità dell'aria molto bassa.
2 Corrosione indotta da carbonatazione		
Nel caso in cui il calcestruzzo contenente armature o inserti metallici sia esposto all'aria e all'umidità, l'esposizione sarà classificata nel modo seguente: Nota Le condizioni di umidità si riferiscono a quelle presenti nel copriferro o nel ricoprimento di inserti metallici, ma in molti casi si può considerare che tali condizioni riflettano quelle dell'ambiente circostante. In questi casi la classificazione dell'ambiente circostante può essere adeguata. Questo può non essere il caso se c'è una barriera fra il calcestruzzo e il suo ambiente.		
XC1	Asciutto o permanentemente bagnato	Calcestruzzo all'interno di edifici con bassa umidità relativa. Calcestruzzo costantemente immerso in acqua.
XC2	Bagnato, raramente asciutto	Superfici di calcestruzzo a contatto con acqua per lungo tempo. Molte fondazioni.
XC3	Umidità moderata	Calcestruzzo all'interno di edifici con umidità relativa dell'aria moderata oppure elevata. Calcestruzzo esposto all'esterno protetto dalla pioggia.
XC4	Ciclicamente bagnato ed asciutto	Superfici di calcestruzzo soggette al contatto con acqua, non nella classe di esposizione XC2.
3 Corrosione indotta da cloruri esclusi quelli provenienti dall'acqua di mare		
Qualora il calcestruzzo contenente armature o altri inserti metallici sia soggetto al contatto con acqua contenente cloruri, inclusi i sali antigelo, con origine diversa dall'acqua di mare, l'esposizione sarà classificata come segue: Nota In riferimento alle condizioni di umidità vedere anche sezione 2 del presente prospetto.		
XD1	Umidità moderata	Superfici di calcestruzzo esposte a nebbia salina
XD2	Bagnato, raramente asciutto	Piscine Calcestruzzo esposto ad acque industriali contenenti cloruri
XD3	Ciclicamente bagnato ed asciutto	Parti di ponti esposte a spruzzi contenenti cloruri Pavimentazioni Pavimentazioni di parcheggi
4 Corrosione indotta da cloruri presenti nell'acqua di mare		
Qualora il calcestruzzo contenente armature o altri inserti metallici sia soggetto al contatto con cloruri presenti nell'acqua di mare oppure con aria che trasporta sali derivanti dall'acqua di mare, l'esposizione sarà classificata come segue:		
XS1	Esposto a nebbia salina ma non in contatto diretto con acqua di mare	Strutture prossime oppure sulla costa
XS2	Permanentemente sommerso	Parti di strutture marine
XS3	Zone esposte alle onde oppure alla marea	Parti di strutture marine

Denominazione della classe	Descrizione dell'ambiente	Esempi informativi di situazioni a cui possono applicarsi le classi di esposizione
5 Attacco dei cicli gelo/disgelo con o senza sali disgelanti		
Qualora il calcestruzzo bagnato sia esposto ad un attacco significativo dovuto a cicli di gelo/disgelo, l'esposizione sarà classificata come segue:		
XF1	Moderata saturazione d'acqua, senza impiego di agente antigelo	Superfici verticali di calcestruzzo esposte alla pioggia e al gelo
XF2	Moderata saturazione d'acqua, con uso di agente antigelo	Superfici verticali di calcestruzzo di strutture stradali esposte al gelo e nebbia di agenti antigelo
XF3	Elevata saturazione d'acqua, senza agente antigelo	Superfici orizzontali di calcestruzzo esposte alla pioggia e al gelo
XF4	Elevata saturazione d'acqua, con agente antigelo oppure acqua di mare	Strade e impalcati da ponte esposti agli agenti antigelo Superfici di calcestruzzo esposte direttamente a nebbia contenente agenti antigelo e al gelo
6 Attacco chimico		
Qualora il calcestruzzo sia esposto all'attacco chimico che si verifica nel terreno naturale e nell'acqua del terreno avente caratteristiche definite nel prospetto 2, l'esposizione verrà classificata come è indicato di seguito. La classificazione dell'acqua di mare dipende dalla località geografica; perciò si dovrà applicare la classificazione valida nel luogo di impiego del calcestruzzo.		
Nota Può essere necessario uno studio speciale per stabilire le condizioni di esposizione da applicare quando si è: - al di fuori dei limiti del prospetto 2; - in presenza di altri aggressivi chimici; - in presenza di terreni o acque inquinati da sostanze chimiche; - in presenza della combinazione di elevata velocità dell'acqua e delle sostanze chimiche del prospetto 2.		
XA1	Ambiente chimico debolmente aggressivo secondo il prospetto 2	
XA2	Ambiente chimico moderatamente aggressivo secondo il prospetto 2	
XA3	Ambiente chimico fortemente aggressivo secondo il prospetto 2	

Tabella 1 Classi di esposizione relativi alle condizioni ambientali (UNI EN 206-1: 2006).

5.4.2. Limiti di fessurazione

(Rif. NTC, 4.1.2.2.4)

Per le verifiche di fessurazione degli elementi strutturali di c.a., si adotteranno i limiti riportati sotto. Le condizioni ambientali, in base alle Linee Guida per il calcestruzzo strutturale emesse dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, si definiscono ordinarie.

Armatura poco sensibile (acciai ordinari):

- Combinazione di carico frequente $w_d \leq w_3 = 0.4\text{mm}$
- Combinazione di carico quasi-permanente $w_d \leq w_2 = 0.3\text{mm}$

Armatura sensibile (acciai da precompresso):

- Combinazione di carico frequente $w_d \leq w_2 = 0.3\text{mm}$
- Combinazione di carico quasi-permanente $w_d \leq w_1 = 0.2\text{mm}$

5.4.3. Impermeabilizzazione

A causa della presenza della falda, potrebbe essere necessario effettuare l'impermeabilizzazione delle strutture. In generale laddove vi sono parti d'opera localmente interrato sarà necessario impermeabilizzare. Per ulteriori specifiche si rimanda a studi futuri da effettuare nelle prossime fasi di progettazione.

Per ulteriori informazioni circa la posizione della falda, si rimanda alla Relazione geotecnica in allegato.

5.4.4. Limiti di deformabilità

Le frecce degli elementi delle strutture devono essere contenute quanto è necessario, affinché non si producano danni alle opere complementari e alle strutture stesse. In particolare, gli spostamenti delle strutture dovuti alle azioni variabili dovranno essere limitati per rispettare la compatibilità con gli elementi della facciata.

Spostamenti verticali per elementi di calcestruzzo

In accordo con quanto richiesto dalle NTC, § 4.1.2.2.2 e dall'Eurocodice UNI EN 1992-1-1, § 7.4, per gli elementi strutturali di calcestruzzo si rispetteranno i seguenti limiti d'inflessione:

- Per combinazioni di carico quasi-permanenti $\delta_z \leq L/250$
- Per combinazioni di carico quasi-permanenti (carichi dopo la costruzione): $\delta_z \leq L/500$

Per gli sbalzi i limiti precedenti possono essere riferiti ad una lunghezza L pari a due volte la lunghezza dello sbalzo stesso.

Ove l'entità delle deformazioni lo richieda, potranno essere previste controfrecce adeguate comunque non superiori a $\delta_z = L/250$.

Spostamenti verticali per elementi di acciaio

In accordo con quanto richiesto dalle NTC, § 4.2.4.2, per gli elementi strutturali di acciaio si rispetteranno i seguenti limiti d'inflessione:

- Coperture praticabili $\delta_{\max} \leq L/200$
 $\delta_2 \leq L/300$
- Solai in generale $\delta_{\max} \leq L/250$
 $\delta_2 \leq L/300$
- Solai che supportano intonaco o altro materiale di finitura fragile $\delta_{\max} \leq L/250$
 $\delta_2 \leq L/350$
- Solai che supportano colonne $\delta_{\max} \leq L/400$
 $\delta_2 \leq L/500$

Dove δ_2 rappresenta lo spostamento elastico dovuto ai carichi variabili e δ_{\max} rappresenta lo spostamento nello stato finale depurato della monta iniziale.

Spostamenti orizzontali – vento

In accordo con quanto richiesto dalle NTC, § 4.2.4.2.2, le frecce teoriche orizzontali, dovute all'azione statica del vento nella combinazione caratteristica, rispetteranno i seguenti limiti:

- Per combinazioni di carico caratteristiche $\Delta \leq H/500$
- Per combinazioni di carico caratteristiche $\delta \leq h/300$

Dove H rappresenta l'altezza totale dell'edificio e Δ la corrispondente inflessione totale, h l'altezza d'interpiano e δ la corrispondente inflessione laterale.

Spostamenti orizzontali – sisma

Per le costruzioni ricadenti in classe d'uso III, per verificare il contenimento del danno agli elementi non strutturali tali da rendere la costruzione temporaneamente inagibile, deve essere verificato che gli spostamenti d'interpiano per Stato Limite di Operatività (SLO) vengono limitati ai 2/3 dei valori seguenti:

- Per tamponamenti collegati rigidamente alla struttura $\delta \leq h/200$
- Per tamponamenti collegati in modo da non subire danni $\delta \leq h/100$

5.5. Criteri di progettazione

I principi che governano la corretta concezione della struttura sono riportati nell'NTC e sono riassunti in questa breve sintesi:

- **Semplicità strutturale:** L'utilizzo di schemi statici semplici favorisce una corretta previsione di trasferimento dei carichi e nella fase realizzativa ottimizza le lavorazioni e diminuisce i problemi e gli eventuali errori;
- **Uniformità e simmetria:** La scelta di soluzioni con almeno un asse di simmetria semplifica il dimensionamento e migliora il comportamento resistente. Inoltre una diffusa ed uniforme distribuzione degli elementi resistenti in pianta ed in altezza ottimizza la trasmissione delle azioni a terra;
- **Resistenza e rigidezza:** Un edificio, in due direzioni ortogonali tra loro, deve essere realizzato con materiali ad alto modulo elastico in grado di resistere in campo elastico nel caso di piccoli sismi ed al contempo deve avere piccoli spostamenti in campo plastico nel caso di sismi di media intensità. Inoltre tale requisito deve conferire una sufficiente rigidezza torsionale, scongiurando indesiderate ed eccessive rotazioni del fabbricato. Risulta quindi indispensabile centrifugare bene le rigidezze disponendo i pilastri forti in posizioni lontane dal centro di massa. Analogamente gli impalcati devono avere una sufficiente resistenza e rigidezza in modo da poter trasferire le sollecitazioni alle travi e da esse ai pilastri e/o ai setti;
- **Iperstaticità e duttilità:** Una struttura fortemente iperstatica, e quindi ridondante di elementi e dotata di forti vincolamenti interni, ha un buon comportamento duttile in quanto superato il campo elastico raggiunge una nuova configurazione deformata con diffuse cerniere plastiche;
- **Adeguatezza fondazioni:** L'utilizzo di sistemi fondali dotati di forte rigidezza flessionale limitando i cedimenti differenziali riescono a fornire alla struttura sovrastante un adeguato grado di incastro. Tale situazione semplifica quindi il comportamento della struttura ed evita l'utilizzo di analisi avanzate per le quali deve essere indagata l'interazione terreno-fondazione-struttura.

5.5.1. Verifica della sicurezza strutturale

La sicurezza strutturale viene analizzata impiegando nella fase di progetto-verifica il metodo semiprobabilistico agli Stati Limite.

L'individuazione degli stessi Stati Limite avviene su base statistica, considerando la possibilità che i valori R_d (= delle resistenze dei materiali) ed E_d (= dell'effetto delle azioni), non siano univocamente determinabili, ma lo siano solo definendo a priori la probabilità di verificarsi di tali valori.

La valutazione dei parametri R_d ed E_d risulta essere più corretta ed aderente alla realtà consentendo di distinguere tra situazioni diverse di operatività in cui può trovarsi la struttura. Il metodo, riconosce infatti che, per una generica struttura, si possano raggiungere due condizioni operative limite distinte che vengono sotto definite:

- **SLU** = Stato Limite Ultimo, in cui la struttura, particolarmente sollecitata, si danneggia vistosamente, mantenendo ancora una residua capacità portante nei confronti delle azioni applicate;
- **SLE** = Stato Limite di Esercizio in cui la struttura perde la capacità di assolvere alle proprie funzioni nelle condizioni normali di esercizio.

In conseguenza di ciò il superamento di uno stato limite equivale quindi al raggiungimento di una condizione operativa non compatibile (per la struttura stessa) e che può essere irreversibile (nel caso di superamento di uno SLU) o reversibile/irreversibile (nel caso di superamento di uno SLE).

La verifica in generale è quindi soddisfatta quando è soddisfatta la seguente disuguaglianza: $R_d > E_d$

Nello specifico per le verifiche agli SLE nella disuguaglianza bisogna impiegare sia per R_d che per E_d i valori caratteristici, mentre per quelle agli SLU, tali valori devono essere rispettivamente divisi e moltiplicati per dei coefficienti maggiorativi (da ciò deriva anche la definizione di metodo a coefficienti parziali).

5.5.2. Criterio della gerarchia delle resistenze

Nella fase di sola verifica, terminato il progetto-verifica abituale bisogna controllare, ove presente, il rispetto del Criterio della Gerarchia delle Resistenze.

Operativamente, Il criterio della Gerarchia delle Resistenze, o anche detto “Capacity Design” esposto nell’OPCM 3274 s.m.i., consiste nell’assegnare in fase di progetto una resistenza differenziata ai diversi elementi strutturali, in modo che il cedimento di alcuni preceda e quindi prevenga quello di altri. Questi ultimi, ossia quelli da proteggere, sono gli elementi il cui “cedimento” è critico nei confronti del collasso globale della struttura: esempio tipico i pilastri di un edificio. Il cedimento dei pilastri viene impedito fornendo ad essi una resistenza (di poco) superiore a quella delle travi che su di essi si innestano. Il criterio ora esemplificato con riferimento ai pilastri si estende a tutti gli altri elementi e meccanismi il cui cedimento è necessario evitare.

In particolare i meccanismi di collasso fragile o altri meccanismi indesiderati (come ad esempio la rottura a taglio, il collasso di collegamenti trave-colonna, plasticizzazione delle fondazioni o di un qualsiasi altro elemento che avrebbe dovuto restare elastico) devono essere evitati definendo le sollecitazioni di progetto in particolari zone, dette dissipative, mediante condizioni di equilibrio che tengano conto della formazione delle cerniere plastiche in tali zone e del relativo aumento di resistenza nelle zone adiacenti. Le cerniere plastiche devono essere distribuite lungo tutta la struttura senza che si concentrino su un unico impalcato e devono svilupparsi, con un’adeguata sicurezza, solo sulle travi e non lungo le colonne, eccetto che alla base dell’edificio.

L’applicazione dei criteri di gerarchia delle resistenze assicura che la costruzione, qualora fosse interessata da un sisma di intensità superiore a quella di progetto, si trasformi in un meccanismo plastico altamente dissipativo (meccanismo di tipo globale).

Dare alla costruzione la possibilità di dissipare (in campo plastico) l’energia sismica, consente (se pur con ingenti danni alle parti non strutturali) di contenere gli effetti catastrofici di un collasso strutturale. Va sottolineata l’importanza di un accurato detailing, nelle zone potenziali sedi di cerniere plastiche: questo garantisce lo sviluppo di ampie rotazioni plastiche.

Una idonea distribuzione di duttilità locali permette di ottenere una soddisfacente duttilità globale della struttura.

L’intero processo si può ricondurre ad una **catena di collasso guidata** in cui si rompono in successione gerarchica tutti gli elementi secondo questo processo dal più debole al più resistente:

- 1- rottura duttile della trave a Flessione
- 2- rottura fragile della trave a Taglio
- 3- rottura duttile del pilastro a Flessione
- 4- rottura fragile del pilastro a Taglio
- 5- rottura fragile del nodo trave-pilastro

6. La struttura

6.1. Premessa

L'oggetto di questa relazione riguarda parte delle strutture della piastra adiacente al nuovo stadio dell'AS Roma, attualmente in fase di progettazione. Si rimanda ai documenti architettonici per una descrizione completa.

In particolare, i comparti analizzati sono quelli indicati con il nome di A4, B1 and C1 (Figura 6). Ognuno di questi comparti è stato diviso in sotto-comparti (tramite dei giunti strutturali) in modo che potessero essere considerate delle unità strutturali indipendenti. Di seguito si descrivono a grandi linee le strutture oggetto di questa prima fase preliminare.

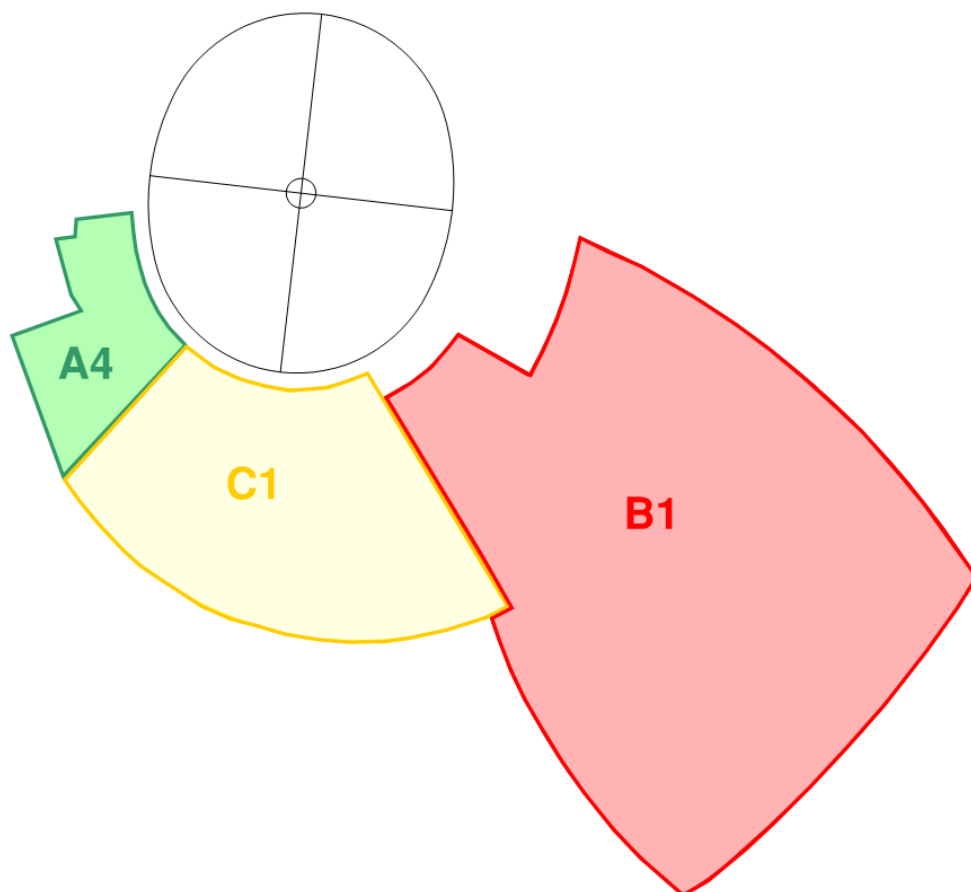


Figura 6 Pianta schematica con la posizione dei comparti citati

6.2. Fondazioni

Il sistema geotecnico prescelto, in base ai risultati emersi dalla caratterizzazione del terreno è del tipo a fondazioni profonde. Su ciascun comparto verrà realizzato un graticcio di pile caps collegato tra loro tramite la soletta del livello L-2. Le strutture in elevazione poggeranno direttamente su di esso. Per maggiori informazioni si rimanda alla Relazione geotecnica.

6.3. Struttura principale

6.3.1. Soluzioni progettuali

In questa fase si è assunto che le strutture verticali della piastra (i.e. pilastri e pareti) verranno realizzati con elementi in c.a. gettati in opera. Questa soluzione consente tipicamente di raggiungere il miglior equilibrio tra (i) ingombri, (ii) velocità ed oneri di messa in opera e (iii) costi.

Le strutture di impalcato orizzontale saranno realizzate con impalcato gettato in opera ad armatura lenta. Una soluzione gettata in opera presenta la massima flessibilità sia in fase di progettazione, per configurazione, luci e carichi di progetto, sia durante la vita della struttura quando è generalmente sempre possibile eseguire nuovi fori in opera, con le opportune accortezze.

Le caratteristiche strutturali che sono state prese in considerazione sono elencate di seguito.

Elementi di intradosso:

Generalmente è stata preferita una soluzione a intradosso piano, con la possibile necessità di dover prevedere armatura a punzonamento o un maggiore spessore strutturale ma senza interferenze per gli impianti. Tuttavia potrebbe essere necessario in alcuni punti ricorrere a soluzioni diverse quali:

- Soluzione a travi ribassate, con una maggiore efficienza strutturale ma rilevanti interferenze con gli impianti;
- Soluzione a capitelli, costituisce un compromesso tra le due precedenti soluzioni; presenta lo svantaggio di avere maggiori inefficienze nel sistema di casseraura.

Elementi di alleggerimento:

Sono state prese in considerazione le seguenti alternative:

- Soluzione piena, più semplice da mettere in opera ma con maggiore richiesta di materiali e minore efficienza al crescere delle luci;
- Soluzione con elementi di alleggerimento (e.g. Cobiax, U-boot, etc.), di maggiore efficienza al crescere delle luci di progetto.

Elementi di casserratura e puntellazione

La scelta del sistema di casserratura risulta particolarmente importante per una soluzione gettata in opera per garantire la massima efficienza nelle operazioni di cantiere; questa tecnologia richiede il maggior impegno nelle lavorazioni in opera e la limitazione nei tempi di scasserratura e puntellazione è uno dei pochi elementi su cui poter agire per contenere il più possibile il programma dei lavori. La scelta è rimandata alle fasi successive della progettazione.

6.3.2. Descrizione della struttura

Per le condizioni di carico riportate precedentemente, sono state determinate le seguenti dimensioni degli elementi principali delle strutture della piastra:

- Impalcato livello L-1 e L-2: solaio in c.a. gettato in opera, puntualmente alleggerito e tipicamente ad armatura lenta, dello spessore di 350mm (+/-50mm di tolleranza di costruzione);
- Impalcato livello L0 (piazz): solaio in c.a. gettato in opera, puntualmente alleggerito e tipicamente ad armatura lenta, dello spessore di:
 - 450mm (+/-50mm di tolleranza di costruzione), tipico
 - 500mm (+/-50mm di tolleranza di costruzione), nelle zone con accessibilità ai mezzi pesanti (VVF e AMA).

In alcune zone puntuali si prevedranno inspessimenti o elementi ribassati (capitelli o travi) per far fronte a esigenze specifiche quali:

- Dorsali impiantistiche appese: carichi da definire;
- Pilastri da trasferire localmente: carichi da definire;
- Elementi di stabilità (pareti e nuclei) da strutture sovrastanti: collocazione da definire (in questa fase sono state fatte assunzioni tipiche su entità dei carichi e collocazione degli elementi resistenti).

In casi particolari, gli elementi di impalcato potrebbero essere pre-sollecitati con trefoli da post-tensione.

Per i pilastri si adotteranno sezioni rettangolari con larghezza tipica di 500mm e profondità variabile (min. 500mm).

Come si è già detto precedentemente, la piastra è stata divisa in comparti. Ognuno di questi è indipendente dall'altro sia a livello di fondazione sia in elevazione per mezzo di giunti strutturali. Inoltre, per quei comparti la cui estensione supera i 10000m², compatibilmente con il layout architettonico, si è scelto di dividere il comparto in sub-comparti tramite dei giunti strutturali in modo che ognuno di questi possa essere strutturalmente e sismicamente indipendente.

Di seguito si riporta una breve descrizione delle diverse strutture comprese nello studio. Tutti e tre i comparti sono ancora in fase di definizione e i calcoli sono stati effettuati sulla base di ipotesi che dovranno essere confermate nelle future fasi di progetto.

- **Piastra A4**

Questo comparto verrà adibito nei piani L-1 e L-2 a parcheggi e avrà al livello piazza sono previsti edifici di piccola entità.

- **Piastra B1 e business park**

Questa parte di piastra comprende al di sopra diversi tipi di edifici quali torri ed edifici minori destinati al terziario.

- **Piastra C1 e commerciale**

La piastra C1 avrà al di sopra spazi commerciali di piccole e grandi dimensioni oltre contenere ai piani interni parcheggi multipiano.

A livello strutturale i comparti sono stati considerati come strutture a telaio, la cui maglia tipica è stata definita con interasse di 8m, dove il sistema resistente per le forze orizzontali è governato dalle pareti a taglio e dai nuclei scale/ascensori.

In generale, dal livello L0 al livello L-2 i pilastri e le pareti sono continui. Dal piano piazza possono esserci strutture che dovranno trasferire i carichi in fondazione. I casi particolari verranno discussi e analizzati in una fase successiva.

Strutture trasferite e stabilità sismica

Al di sopra di ogni comparto le strutture da trasferire sono diverse. A seconda della tipologia della struttura in sommità del comparto, è necessario prevedere diversi accorgimenti per il trasferimento delle forze al piano di fondazione.

- **Piastra A4**

A livello piazza sono previsti spazi commerciali di piccole dimensioni quali possono essere strutture mono-piano in acciaio, i cui carichi sono potenzialmente facili da trasferire in fondazione.

- **Piastra B1 e business park**

Per quanto riguarda la parte di piastra B1 dove sono situate le torri, questa deve avere una struttura interamente svincolata “cielo-terra” con un anello di svincolo anche in fondazione da realizzare sul bordo esterno all’anello della viabilità perimetrale alle torri, necessario per compensare i cedimenti differenziali tra strutture con differenti carichi verticali.

Per la parte di piastra invece che comprende gli edifici minori dedicati al terziario sono da favorire nuclei continui e pilastri continui. Tuttavia, in caso di pilastri da trasferire al livello L-2, è opportuno prevedere travi di trasferimento post-tese (spessore ca. 500-600mm).

- **Piastra C1 e commerciale**

Come si è già specificato, questa parte di piastra ha in sommità diversi tipi di spazi commerciali e parcheggi multipiano.

Nel caso di spazi commerciali di piccole dimensioni quali possono essere strutture mono-piano in acciaio, i carichi sono potenzialmente facili da trasferire in fondazione.

Nel caso di spazi commerciali di grandi dimensioni, la stabilità sismica è da coordinare, ma in linea di massima sono da prevedere sia nuclei sia pilastri continui “cielo-terra”.

Per finire i parcheggi multipiano devono essere svincolati con i sistemi di stabilità continui “cielo-terra”.

Giunti di costruzione, di dilatazione e di movimento

Per i giunti di movimento si prevede il raddoppio della struttura verticale o mensole e appoggi in gomma armata.

Indicativamente si prevede un giunto ogni 80-100m circa, ovvero ogni circa 10000m² di comparto.

Interazione con strutture in elevazione

Al momento non sono disponibili molte informazioni circa le strutture che verranno erette sopra il piano piazza. I carichi calcolati si basano su ipotesi che dovranno essere confermate nelle prossime fasi.

Interazione con strutture adiacenti

L'intero intervento progettuale è parte di un progetto molto più ampio che prevede la realizzazione in primis del nuovo stadio. Per tale motivo la piastra è inevitabilmente inserita in adiacenza ad altri volumi strutturali di cui al momento non si hanno maggiori informazioni.

L'intero progetto preliminare viene pertanto impostato assumendo sufficienti franchi in modo da permettere la realizzazione di idonei giunti strutturali.

Sequenza di costruzione

L'unica informazione disponibile circa la sequenza di costruzione riguarda la piastra B1 che sarà realizzata in due stralci successivi. Nel primo di essi, quello adiacente al comparto verrà ricompresa la Torre T1 oltre a due Coorti C1 e C2 e l'edificio Multitenant M1.

Tecnologie strutturali

Per quanto riguarda i solai si prevedono diverse tipologie di solaio. Prevalentemente i solai saranno gettati in opera ad armatura lenta ed eventualmente alleggeriti con uno spessore che varia da 30cm per i solai adibiti a uffici fino a 50cm per i solai a livello piazza per garantire il passaggio dei mezzi dei vigili del fuoco.

6.4. Pre-dimensionamenti

6.4.1. Schema logico

Di seguito si mostra il flusso logico seguito in questa prima fase preliminare

1) Concezione generale della struttura nel rispetto di principi base di buona progettazione

2) Impostazione della carpenteria dell'edificio in base al comportamento resistente generale.

L'obiettivo è il conferimento di una maggiore regolarità prevedendo una buona distribuzione delle rigidezze d'impalcato per evitare sgraditi effetti torsionali. In casi specifici di forme fortemente irregolari si valuta se è necessaria l'individuazione di giunti per separare parti di struttura.

2.1) Definire chi porta i carichi verticali e chi quelli orizzontali. Inserire prima gli elementi che portano i carichi verticali e poi quelli destinati a resistere alle forze orizzontali usando spirito critico.

2.1.1) I carichi verticali sono comandati dalla gravità e si trasmettono dalla sommità al base dell'edificio. Essi sono assorbiti dagli elementi orizzontali (impalcato costituiti da solai o solette) che li trasferiscono alle travi che li concentrano agli elementi verticali (pilastri o setti) e li scaricano a terra tramite le fondazioni.

2.1.2) Le forze orizzontali da sisma sono di tipo inerziale e sollecitano la struttura nel suo insieme. Esse devono per equilibrio trasferirsi a terra seguendo il flusso dei carichi verticali. Le forze orizzontali sono assorbite da elementi verticali (pilastri o setti) o in parte inclinati (controventi).

3) Dimensionamento preliminare degli elementi portanti della struttura.

Scelta della classe dell'edificio, dell'ubicazione, della categoria di suolo.

3.1) Definizione della tipologia principale e degli elementi che ne costituiscono la struttura (impalcato, travi, solette, scale, copertura, fondazioni, materiali)

3.2) Analisi delle piante d'impalcato e delle sezioni verticali dell'edificio. Individuazione di allineamenti architettonici per l'inserimento della struttura (travi, orditura solai, pilastri, pareti). Determinato il centro delle masse (baricentro) si dispongono gli elementi verticali cercando di ottenere una configurazione bilanciata delle rigidezze (valutando le due direzioni X e Y separatamente) minimizzando il braccio con il centro delle rigidezze.

3.3.) Analisi preliminare con carichi unitari. Per ogni elemento si definiscono i carichi unitari assegnando i valori caratteristici permanenti e variabili, i coefficienti parziali sulle azioni e sulle combinazioni e ottenendo i valori della combinazione statica SLU (con massimi carichi verticali) e quella sismica SLE-Quasi Permanente (con carichi verticali ridotti).

3.4) Dimensionamento degli elementi in base ai carichi gravitazionali verticali. In prima battuta si considerano le sollecitazioni derivanti dalla combinazione statica SLU. In tale fase si determina la geometria delle sezioni di carpenteria per poter procedere con una mirata valutazione dei carichi unitari.

3.4.1) Dimensionamento della trave in base al valore di momento flettente in combinazione SLU che è massimizzante. La combinazione sismica è poco influente in fase preliminare. Si procede ricavando il carico lineare sulla trave più caricata e stimando il momento flettente in uno schema a semplice appoggio (o con un minimo d'incastro) e ricavando l'altezza nota la base.

3.4.2) Dimensionamento del pilastro in base allo sforzo normale di compressione in combinazione SLU che è massimizzante. Si procede ricavando per ciascuna tipologia, noto il grado d'iperstaticità e l'area d'influenza a ciascun livello, lo sforzo normale e ottenendo, sommando i contributi dei singoli livelli, il massimo valore al piede della fondazione. Si dimensiona la sezione del calcestruzzo. La combinazione sismica è trattata in una fase successiva.

3.5) Stima delle masse dell'edificio. Si determina in prima battuta la massa sismica totale (in combinazione SLE-QP) dell'edificio assegnando un valore unitario e moltiplicando per l'area d'impalcato e ripetendo il procedimento per ciascun livello. Per ciascun livello la massa è valutata in termini di tutto ciò che sta sopra (a favore di sicurezza) all'impalcato considerato.

3.6) Calcolo delle forze orizzontali con analisi statica equivalente. Si calcola il valore del taglio totale al piede dell'edificio stabilita la quota di base per il calcolo dei bracci verticali dei taglianti di piano.

3.6.1) Si sceglie la classe di duttilità e il fattore di struttura e nota l'accelerazione orizzontale di base del sito e l'eventuale amplificazione del suolo si determinano le forme spettrali (elastico e di progetto).

3.6.2) Si stima il primo periodo con una formula semplificata nota l'altezza e la tipologia dell'edificio (o con una più precisa nota le masse le rigidezze e gli spostamenti assoluti d'impalcato della struttura). Si controlla in quale tratto dello spettro ci si trova in ascissa e si ricava il valore dell'accelerazione spettrale in ordinata corrispondente al primo periodo ed allo SLV. Si ottiene quindi l'accelerazione orizzontale che investe l'intera massa sismica. La forza orizzontale corrispondente allo stato limite ultimo in condizioni prossime al collasso si ottiene moltiplicando la massa sismica per tale accelerazione.

3.6.3) Si calcolano le forze orizzontali di piano ed i taglianti dell'edificio. Assegnata la distribuzione a triangolo inverso delle forze orizzontali si ricava tramite il coefficiente di ripartizione (media pesata) la forza orizzontale a ciascun piano. Tramite la somma delle singole forze orizzontali sovrastanti si determina in successione il tagliante che agisce a ciascun piano.

3.7) Dimensionamento degli elementi verticali in base alle forze orizzontali da sisma. Si studia il comportamento resistente del singolo elemento considerando separatamente la direzione X o Y.

3.8) Determinazione degli spostamenti d'impalcato. Al termine della fase di dimensionamento è bene controllare che la struttura abbia un'adeguata rigidezza in condizioni di esercizio. Si ipotizza uno schema resistente del singolo pilastro con incastro al piede e doppio pendolo in testa. Nota la forza orizzontale da sisma in corrispondenza allo SLD che viene ricavata semplicemente riscalandole le ordinate spettrali tra SLD e SLV si ottiene la relazione tra il taglio di piano e lo spostamento relativo d'interpiano. Tale spostamento dipende dalla luce media della trave tipo, dall'altezza d'interpiano, dal rapporto tra le inerzie tra i pilastri e le travi. Si ripete il procedimento per ciascun interpiano e lo si confronta con i limiti di normativa.

6.4.2. Analisi degli elementi strutturali

Dopo aver definito la logica usata in fase di pre-dimensionamento, se ne riportano alcuni casi esemplificativi.

- **Elementi verticali – pilastri**

Considerate le differenti destinazioni d'uso presenti nei vari comparti di piastra A4, B1, C1 (già descritti al capitolo 6.1), sono state analizzate tutte le possibili combinazioni di carico gravanti sugli elementi strutturali allo Stato Limite Ultimo, in accordo con quanto descritto ai paragrafi 5.3.1 e 5.3.2.

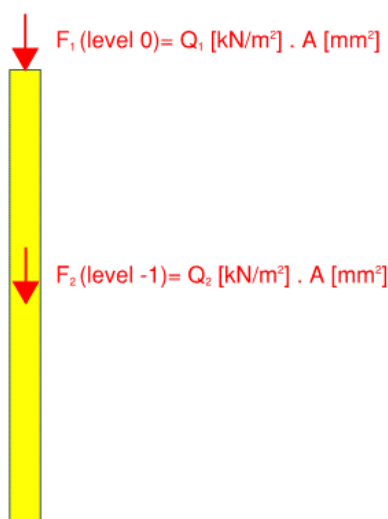


Figura 7 Percorso dei carichi verticali

Per la situazione tipica in cui si prevede l'accesso pedonale a livello piazza ed autorimessa generica ai livelli L-1 e L-2, i carichi agenti sulla maglia tipica di lato 8mx8m portano alla necessità di avere una sezione del pilastro a livello di fondazione quadrata di lato 500mm con un rapporto geometrico di armatura all'incirca del 2,5%.

Considerando l'utilizzo di un calcestruzzo di classe C32/40, sia le verifiche allo Stato Limite Ultimo, sia quelle in esercizio risultano essere soddisfatte.

La situazione più gravosa è definita dalla possibilità che la piazza sia occupata dall'intervento dei vigili del fuoco mentre i livelli L-1 e L-2 siano destinati ad autorimessa. In questo caso, considerando sempre la maglia tipica di lato 8mx8m, i pilastri a livello di fondazione necessitano di una sezione rettangolare incrementata a 500x800mm con un rapporto geometrico di armatura all'incirca del 2,5%.

Considerando l'utilizzo di un calcestruzzo di classe C32/40, sia le verifiche allo Stato Limite Ultimo, sia quelle in esercizio risultano essere soddisfatte.

- **Elementi verticali – pareti di taglio**

Le pareti verticali sono state dimensionate in modo tale da poter portare in fondazione i carichi verticali e orizzontali a cui si ritiene possano essere soggette durante la loro vita nominale garantendo il livello prestazionale di progetto.

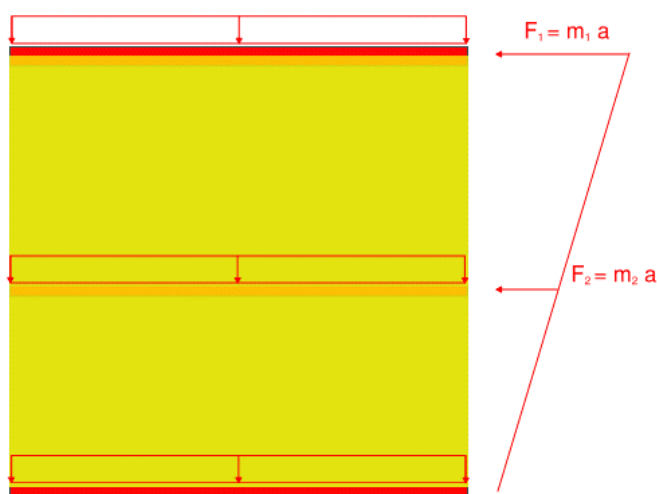


Figura 8 Condizione di carico per le pareti di taglio

A tale fine è stato deciso di utilizzare un calcestruzzo di classe C32/40, definendo uno spessore tipico della parete di 500mm. La lunghezza di tali elementi strutturali è stata assunta pari all'interasse tipico delle colonne (8m), in modo da

avere una migliore adattabilità alla maglia strutturale ed una maggiore libertà di scelta nel loro posizionamento, anche in funzione delle esigenze architettoniche.

Il numero di elementi da disporre in ogni direzione è stato quindi dedotto a partire dalle sollecitazioni previste sulla struttura, in modo da poterne fare fronte nel rispetto di tutti i requisiti prestazionali.

In particolare, la condizione dimensionante è definita dalla combinazione sismica, in quanto tali elementi sono stati considerati come gli unici in grado di farsi carico delle forze orizzontali.

Il calcolo delle sollecitazioni è stato impostato, in questa fase preliminare, secondo un'analisi statica equivalente.

Secondo quanto previsto dalle NTC08, tale analisi consiste nell'applicazione di forze statiche equivalenti alle forze di inerzia indotte dall'azione sismica e può essere effettuata per costruzioni il cui periodo del modo di vibrare principale nella direzione in esame (T_1) non superi $2,5 T_c$ o T_D e che la costruzione sia regolare in altezza. Per costruzioni civili o industriali che non superino i 40 m di altezza e la cui massa sia approssimativamente uniformemente distribuita lungo l'altezza, T_1 può essere stimato, in assenza di calcoli più dettagliati, utilizzando la formula seguente:

$$T_1 = C_1 H^{3/4}$$

dove H è l'altezza della costruzione, in metri, dal piano di fondazione e C_1 è stato assunto pari a 0,075.

Una volta definito il periodo principale della struttura, è possibile identificare l'accelerazione a cui essa risulta essere soggetta, essendo noto lo spettro di risposta di progetto.

In questo modo è stato possibile determinare la sollecitazione in termini di taglio sismico alla base della struttura ed, essendo definite le proprietà meccaniche e geometriche delle pareti di taglio, la conseguente richiesta in termini di numero di pareti necessarie per fare fronte alla richiesta sismica.

Tale analisi è stata condotta indipendentemente per ogni sotto-comparto delimitato, come descritto in precedenza, dalla presenza dei giunti strutturali.

A titolo di esempio, si riporta quanto analizzato per la piastra A4 (in questa fase considerata come un unico sotto-comparto).

La situazione più sfavorevole è stata individuata prevedendo l'utilizzo del solaio della piazza ripartito tra un 20% di retail e la restante parte per un 20% dalla possibile presenza dei Vigili del Fuoco e per l'80% con accesso pedonale; ai livelli inferiori, invece, è stata considerata la presenza dell'autorimessa generica.

La struttura così definita è caratterizzata da un comportamento dinamico il cui periodo fondamentale cade all'interno del plateau dello spettro di progetto, in cui l'accelerazione risulta essere massima e pari a $2.3m/s^2$. In questo modo la massa sismica, considerata secondo la combinazione di carico già indicata al capitolo 5.2, porta ad una sollecitazione che può essere fronteggiata mediante l'adozione di 8 pareti di taglio della lunghezza ciascuna di 8m per ogni direzione principale.

● **Elementi verticali – nuclei di controvento**

Il ruolo strutturale di tali elementi è del tutto equivalente a quello appena descritto per le pareti di taglio. La loro funzione è appunto quella di permettere alla struttura di portare in fondazione le forze derivanti dai carichi orizzontali a cui è soggetta. Pertanto, il loro dimensionamento è stato condotto utilizzando la stessa filosofia qui sopra descritta per le pareti di taglio, considerando al contempo le esigenze architettoniche ed impiantistiche. Infatti, la presenza di un nucleo determina un ingombro non trascurabile che potrebbe limitare la fruibilità degli spazi adiacenti.

Considerato ciò, il punto di partenza per le analisi è stato il layout architettonico con la conseguente valutazione di resistenza basata sui soli nuclei previsti. Nei casi in cui le analisi determinino un comportamento inadeguato della struttura a soddisfare i requisiti di prestazione, ulteriori nuclei potrebbero essere necessari o, equivalentemente, delle singole pareti di taglio.

Per rendere il tutto più comprensibile, si riporta il caso relativo alla piastra A4. La situazione di carico più gravosa risulta essere la medesima presentata per lo studio delle pareti di taglio, per la quale è stata definita la necessità di avere 8 pareti di taglio per ciascuna direzione.

Il layout architettonico disponibile al momento delle analisi prevede la presenza di 2 nuclei quadrati di 8m per lato. In questo modo si hanno 4 pareti di taglio in ciascuna direzione, minori di quanto richiesto sismicamente. Pertanto si è reso necessario introdurre altre quattro pareti di taglio aggiuntive in entrambe le direzioni.

In questo modo la capacità sismica della struttura risulta essere maggiore della relativa domanda.

- **Elementi orizzontali – solai di piano**

Le strutture orizzontali saranno realizzate con impalcati gettati in opera ad armatura lenta con travi ad intradosso piano, con la possibile necessità di dover prevedere armatura a punzonamento o un maggiore spessore strutturale ma senza interferenze per gli impianti.

La geometria di tali elementi è dettata dalla definizione della maglia strutturale dei pilastri, tipicamente considerata quadrata di lato 8m.

Il comportamento strutturale di tali elementi risulta essere, quindi, quello proprio degli elementi a piastra. Per tale ragione, in fase di pre-dimensionamento è stato studiato il comportamento di una maglia tipica 8mx8m considerata vincolata verticalmente dalla presenza dei pilastri.



Figura 9 Schematizzazione della soletta di piano ipotizzata

Per la soletta tipica destinata ad ospitare l'autorimessa generica, uno spessore strutturale di 350mm è stato ritenuto sufficiente per fare fronte alle sollecitazioni su di essa gravanti. In particolare i carichi gravitazionali che vi insistono portano alla necessità di avere una doppia maglia d'armatura uniforme ai due lembi della soletta con area pari all'incirca a 600mm²/m ciascuna con locali infittimenti laddove siano necessari, ossia al lembo superiore in corrispondenza degli appoggi di continuità ed al lembo inferiore in campata.

Il caso più gravoso risulta essere associato alla soletta di livello piazza per cui venga prevista la possibilità di accesso da parte dei Vigili del Fuoco. In questo caso, uno spessore strutturale di 500mm associato alla presenza di una maglia d'armatura di area pari a 1500mm²/m ad entrambi i lembi è stato ritenuto sufficiente per garantirne il corretto funzionamento strutturale. Anche in questo caso, in prossimità degli appoggi di continuità ed in campata risulteranno necessari locali infittimenti di armatura.