

ALMA MATER STUDIORUM - UNIVERSITÀ DI BOLOGNA

FACOLTA' DI INGEGNERIA

CORSO DI LAUREA IN INGEGNERIA CIVILE

DICAM- Dipartimento di Ingegneria Civile, Ambientale e dei Materiali

TESI DI LAUREA

in

Mechanics of Historical Masonry Structures

**LA TORRE CIVICA DI RAVENNA: EVOLUZIONE DELLE
CONDIZIONI DI VULNERABILITA' SISMICA**

CANDIDATO:
Edith Rocchetti

RELATORE:
Prof. Angelo Di Tommaso

CORRELATORE:
Ing. Francesco Focacci

Anno Accademico 2011/12

Sessione II

INTRODUZIONE	6
CAPITOLO 1	
CENNI STORICI	
1.1 Generalità	9
1.2 Le torri nella storia dell'architettura e dell'urbanistica	10
1.3 Tecniche e tempi di costruzione di una torre nel Medioevo	13
1.4 La Torre Civica di Ravenna	19
1.4.1 Problematiche connesse alla datazione	19
1.4.2 Lavori condotti sulla torre nel corso dei secoli	30
1.4.3 Caratteristiche geometriche	33
CAPITOLO 2	
EVOLUZIONI RECENTI DELL'ASSETTO DELLA TORRE	
2.1 Principali documenti riguardanti analisi recenti	35
2.2 Condizioni statiche riscontrate a partire dal 1993	37
2.2.1 Inclinazione e strapiombo	39
2.2.2 Rilievo geometrico e principali caratteristiche strutturali	42
2.2.3 Caratterizzazione delle murature	42
2.2.4 Valutazione numerica degli stati tensionali	50
2.2.5 Fondazione	55
2.2.6 Caratterizzazione del terreno di fondazione	57
2.2.7 Capacità portante delle fondazioni	63
2.2.8 Interazione con edifici adiacenti	64
2.2.9 Lavori provvisori, interventi immediati di salvaguardia	65
2.3 Smontaggio della parte sommitale della Torre, 1999	68
2.3.1 Verifica delle strutture in elevazione prima dell'intervento	68
2.3.2 Verifiche delle strutture in elevazione dopo l'avvenuto smontaggio	70
2.3.3 Verifiche delle pressioni trasmesse al terreno prima dell'intervento	71
2.3.4 Verifiche delle pressioni trasmesse al terreno dopo lo smontaggio	72
2.3.5 Confronto fra le situazioni statiche esaminate: i benefici dello smontaggio	73
2.3.6 Il progetto dello smontaggio	73
2.4 Analisi della situazione della Torre ad altezza ridotta	80

CAPITOLO 3**COMPORAMENTO SISMICO DI STRUTTURE IN MURATURA**

3.1	Generalità	83
3.1.1	Modellazione del materiale	83
3.2	Comportamento sismico degli edifici in muratura	87
3.3	Analisi sismica di strutture in muratura secondo le Normativa Italiana	89
3.4	Metodi di analisi sismica	93
3.4.1	Analisi statica lineare	93
3.4.2	Analisi dinamica modale	95
3.4.3	Analisi statica non lineare	96
3.4.4	Analisi dinamica non lineare	98
3.5	Lo spettro di risposta elastico	98
3.6	Lo spettro di risposta di progetto	101
3.7	Modello di valutazione per la tipologia strutturale a torre	102
3.7.1	Modelli meccanici semplificati	106

CAPITOLO 4**CARATTERIZZAZIONE DINAMICA DELLA TORRE**

4.1	Analisi svolte	110
4.2	Caratteristiche meccaniche	110
4.2.1	Muratura	110
4.2.2	Interazione terreno – struttura	113
4.2.3	Terreno di fondazione	115
4.3	Sismicità della zona di Ravenna	121
4.4	Valutazione della domanda	124
4.5	Analisi dinamica modale	128
4.5.1	Modellazione strutturale	128
4.5.2	Modellazione strutturale: la Torre nella configurazione originaria	129
4.5.3	Modellazione strutturale: la Torre ad altezza ridotta	134
4.5.4	Modellazione strutturale: la Torre con cerchiatura alla base	136
4.5.5	Frequenze naturali	139
4.5.6	Analisi parametrica delle frequenze naturali	145

CAPITOLO 5	
VERIFICA SISMICA DELLA TORRE CIVICA	
5.1 Valutazione della sicurezza sismica della Torre Civica	150
5.2 Analisi qualitativa con modelli meccanici semplificati (<i>LVI</i>)	150
5.2.1 Ipotesi di calcolo	151
5.2.2 Verifiche a pressoflessione	151
CAPITOLO 6	
MECCANISMO DI RIBALTAMENTO DELL'INTERA STRUTTURA	
6.1 Analisi limite	160
6.2 Carico limite unitario del sistema fondazione-terreno	160
6.3 Verifica al ribaltamento nella configurazione originaria	163
6.4 Verifica al ribaltamento nella configurazione ad altezza ridotta	165
6.5 Verifica al ribaltamento nella configurazione con cerchiatura alla base	168
CONCLUSIONI	171
BIBLIOGRAFIA	173

*Alle persone speciali della mia vita:
a quelle che ci sono state, che ci sono e che ci saranno sempre.
Infinitamente grazie.*

INTRODUZIONE

Le antiche torri in muratura, disseminate su tutta la penisola italiana, rappresentano un tratto distintivo dei numerosi agglomerati urbani sorti fin dall'epoca medievale sul territorio.

La valutazione della sicurezza strutturale di questi emblemi del passato costituisce un importante problema nei riguardi del mantenimento del patrimonio storico ed architettonico, ma risulta essere particolarmente interessante ed affascinante in quanto rappresenta un legame con la tradizione e la cultura del nostro Paese.

Affrontare uno studio sugli edifici a torre in muratura non è affatto facile poiché occorre tener presente la vastità e della multidisciplinarietà dell'argomento, che si nutre e allo stesso tempo alimenta la storia, la geotecnica, la letteratura, la statica, la fisica, la meccanica, la sismica ecc...

Le torri, sia che abbiano avuto una funzione religiosa piuttosto che civica, sono nate e cresciute con l'uomo perché assolvessero ad esigenze non solo di tipo pratico ma anche, e soprattutto, interiori: religiose o di potenza.

Esigenze che si rispecchiano nella ricerca dell'altezza, ed è proprio nell'altezza che noi oggi non riconosciamo solo la bellezza di queste costruzioni ma anche il loro punto di debolezza. Infatti i movimenti che possono produrre dei dissesti su strutture basse, producono degli effetti sicuramente più vistosi su quelle alte; se poi si considera l'elevato peso proprio indotto dalla muratura, si capisce perché le torri presentino una casistica standard di cause e di patologie di dissesto interessante da analizzare.

La particolare configurazione a sviluppo verticale delle torri le espone ad un significativo rischio dovuto non solo agli elevati stati tensionali che si instaurano alla base, ma anche alla suscettibilità di tali manufatti alle azioni dinamiche come eventi sismici, moto delle campane, vibrazioni prodotte dal traffico veicolare o dal vento.

L'analisi strutturale delle costruzioni storiche in muratura si trova in genere a dover affrontare difficoltà peculiari quali, al esempio, l'incerta caratterizzazione delle proprietà meccaniche del solido murario, le scarse conoscenze sulla configurazione originale della struttura (trasformazioni nel tempo), la presenza di fasi costruttive eterogenee o di interventi pregressi di restauro e consolidamento che possono aver modificato il comportamento originario.

Questo lavoro si prefigge l'obiettivo di ricostruire le vicende storiche più o meno recenti, di raccogliere in maniera critica e sintetica tutte le informazioni ad oggi a disposizione e di avviare uno studio di comportamento strutturale di un importante esempio della civiltà medievale italiana: la Torre Civica di Ravenna.

Dato il contesto storico-geografico nel quale tale costruzione si inserisce, fatto di ricchi e celebri monumenti, la Torre è tornata alla ribalta solo di recente ed in relazione alle vicende di sopravvivenza che l'hanno coinvolta.

Già dall'inizio degli anni Novanta la situazione della Torre appariva caratterizzata da una non certificabile sicurezza: ogni nuova perturbazione (un sisma, un evento atmosferico violento, una variazione della falda o altri fenomeni di disturbo difficilmente valutabili) avrebbe potuto produrre improvvise esistenziali conseguenze.

La situazione del manufatto, nonostante confortata dal fatto che l'incremento di inclinazione della Torre appariva modesto rispetto a quello accumulato nel corso dei secoli precedenti, non poteva essere mantenuta ulteriormente.

Risultò quindi indispensabile procedere ad un intervento di immediato miglioramento della situazione con confinamento in modo attivo dei paramenti murari.

Nel Novembre del 1998 il gruppo di lavoro incaricato di provvedere alla messa in sicurezza del monumento, stante il protrarsi dei tempi per la definizione del progetto esecutivo delle opere di consolidamento, avanzò la richiesta di procedere al parziale smontaggio della Torre, ammettendo la possibilità di rimontare la porzione smontata, riducendone le masse e sostanzialmente ricostruendo il paramento esterno in modo da ripristinare lo stesso skyline che da sempre si presentava agli occhi degli osservatori.

Ad oggi però, nonostante le numerose indagini ed interventi eseguiti ed in corso di esecuzione, la situazione appare ancora molto incerta. Il lavoro per riportare la Torre al suo antico splendore sembra ancora lungo e non pieno di difficoltà, ed il punto di partenza deve essere necessariamente la maggiore conoscenza possibile del manufatto, delle sue caratteristiche peculiari e del suo comportamento strutturale, profondamente modificato dagli interventi particolarmente incisivi ed invasivi che la Torre ha subito nel suo recente passato.

Partendo da una prima fase di inquadramento storico della Torre Civica, si è proceduto a raccogliere in maniera critica e sintetica tutti i documenti a disposizione, con particolare riferimento a quelli riguardanti le fasi di consolidamento dei paramenti murari e di smontaggio della parte sommitale.

Sulla base poi delle indicazioni normative che fanno riferimento ad analoghe configurazioni costruttive, il lavoro è stato orientato alla definizione del comportamento strutturale complessivo, al fine di comprendere come e quanto gli interventi operati abbiano influenzato la risposta del monumento nei riguardi dell'azione sismica.

I risultati ottenuti non hanno alcuna pretesa di completezza ma si pongono come riferimento e punto di partenza per successive analisi, da condurre a seguito di ulteriori e più approfondite indagini conoscitive, che consentano una più corretta stima dei parametri necessari ad un completo inquadramento del problema, sia dell'attuale condizione di vulnerabilità sismica della Torre, sia dei futuri interventi che dovranno essere adeguatamente programmati e progettati.

CAPITOLO 1

CENNI STORICI

1.1 Generalità

[1]

Le costruzioni a torre in muratura, strutture a prevalente sviluppo verticale, rappresentano una testimonianza significativa nell'ambito del patrimonio storico e architettonico italiano per i caratteri ed i significati che esprimono.

La conservazione delle torri in muratura, per l'arditezza che spesso caratterizza la costruzione, investe con particolare urgenza il problema statico. Le cause principali infatti che hanno comportato il degrado o addirittura la scomparsa di torri murarie sono attribuibili a problemi di carattere statico.

La forma delle torri, per la prevalenza della dimensione verticale, implica una posizione elevata del baricentro; cause quali cedimenti di fondazione, sollecitazioni orizzontali, ecc., rappresentano un rischio connesso alla stabilità dell'equilibrio globale del manufatto. D'altra parte la peculiare forma induce nel corpo murario stati di sollecitazione spesso elevati, che rappresentano un rischio per le strutture se connessi al degrado del tessuto murario, e dunque alla riduzione di resistenza, che subisce nel tempo la muratura inducendo problemi di instabilità locale.

Il manifestarsi di instabilità locali e globali per una torre può comportarne la scomparsa in tempi brevissimi, come nel caso eclatante del crollo del Campanile di Venezia nel 1902 o della Torre Civica di Pavia, circa 80 anni dopo.

Si è detto che il degrado e l'invecchiamento della struttura muraria possono compromettere totalmente l'integrità fisica di una torre e se l'integrità di un monumento è un valore, altrettanto valore è riposto nella manutenzione e nel controllo della statica del monumento stesso.

Risulta pertanto necessario affrontare con incisività lo studio delle condizioni statiche prima, e del comportamento dinamico poi di questa tipologia di costruzioni al fine di definire eventuali interventi necessari a preservarle negli anni come simbolo dell'eredità culturale del passato.

1.2 Le torri nella storia dell'architettura e dell'urbanistica

Fin dai primordi dell'umanità si sono costruite torri. La costruzione di elementi a sviluppo verticale esprime un'aspirazione verso l'alto associata sia alle possibilità fisiche che la visione dall'alto consente, sia ad un senso di spiritualità.

La torre rappresenta nella cultura occidentale il segno verticale per eccellenza, simbolo di elevazione e caduta, espressione primordiale dell'angolo retto e percezione del campo gravitazionale. L'icona della torre è da sempre associata alla rappresentazione simbolica della città e del territorio antropizzato, assurgendo a simbolo dell'umano costruire.

Il termine *torre* deriva dal greco *tyrris* e latino *turris* e indica, in generale, qualsiasi costruzione che abbia una prevalenza della dimensione verticale su quella orizzontale. In tale accezione il termine è del tutto generale, in quanto le torri nella storia, per uso e significato, hanno avuto funzioni differenti per la società, rappresentando il luogo del dominio visivo, la difesa, l'aspirazione verso l'alto, il centro del contesto urbano, il simbolo del potere.

La torre costituisce un tipo formale costante nella storia dell'architettura. La verticalità della costruzione, che è il carattere precipuo, permette di elevarsi dal piano campagna e di poter osservare il territorio per grande estensione; allo stesso modo, ha un carattere di emergenza sia nella città che nel territorio per la particolare visibilità nella forma.

Per questo la torre, tra le altre forme del costruito, ha assunto generalmente un carattere di monumentalità, segnalando con la sua presenza luoghi specifici e caratterizzando il profilo morfologico del territorio. Nel disegno del territorio il ruolo delle torri costruisce un valore basilare da tutelare, poiché è fondante dell'identificazione di molti paesaggi e città.

Nel corso dei secoli si è assistito ad un'evoluzione della forma e dell'uso delle torri, in relazione alle condizioni socio-economiche del periodo.

Nei secoli X e XI, con la ripresa economica per gli scambi commerciali e l'aumento demografico, ha luogo una prima fase di sviluppo delle città italiane, caratterizzata dall'ascesa individuale di diversi nuclei sociali, in particolare quello dei mercanti, che formalizzarono l'acquisizione del potere economico e sociale con la costruzione delle case torri, producendo un carattere distintivo dell'ambiente urbano relativo alla così detta "civiltà delle torri". In città come Bologna, Lucca, S. Gimignano, Pisa, Pistoia ,

Pavia, Ravenna, il profilo urbano mutò profondamente, crescendo in altezza più che in larghezza.



Fig.1 Skyline di San Gimignano

Nonostante le continue distruzioni e ricostruzioni, dovute alle alterne vicende delle parti in lotta, le città murate contenevano numerosissime torri private, che fungevano da basi, rifugi in assedi e arroccamenti. Le ragioni dello sviluppo di questa particolare tipologia abitativa sono da ricercare nelle condizioni di vita e nei rapporti sociali. Secondo alcuni studi che analizzano il fenomeno della costruzione di torri private nell'Italia centro-settentrionale, i profondi contrasti interni nelle città, all'epoca delle lotte per le investiture, resero necessario realizzare all'interno del centro urbano opere di fortificazione per dominare i rivali. I funzionari comitali o vescovili, che erano d'ufficio responsabili della costruzione e del mantenimento delle mura urbane, avevano ufficialmente il controllo delle torri appartenenti alle mura; a ciò corrispose, da parte degli antagonisti esponenti delle famiglie locali, la costruzione di nuove torri all'interno del nucleo urbano.

In quest'epoca la difesa dell'abitazione era una condizione necessaria anche all'interno delle città: le rivalità fra le frazioni e contrade creavano nell'ambiente urbano diverse aree di influenza, dominate dalle varie famiglie che si contendevano il potere. La costruzione a torre della casa urbana consentiva, oltre che di dominare dall'alto per scorgere i pericoli e rispondere agli attacchi, anche di essere utilizzata, nella parte più

alta, come residenza temporanea in caso di pericolo. Accanto alla funzione difensiva le costruzioni a torre assumevano un significato simbolico, relativo all'acquisizione del potere: l'altezza di ogni torre misurava il prestigio della famiglia che la possedeva.

Le torri più alte vennero addirittura spesso decapitate da famiglie rivali: la torre veniva puntellata su due o tre lati con pali di legno inclinati, ed i lati puntellati venivano indeboliti operando grandi aperture nei muri; al di sotto dei puntelli si sistemava della legna su piattaforme che veniva poi fatta ardere bruciando anche i puntelli di sostegno e causando, nella direzione giusta, il crollo dei paramenti murari.

Nella tipologia costruttiva la casa torre adottò soluzioni architettoniche sperimentate nei castelli. Dal nord al centro, la forma è generalmente la stessa, costituita da alti volumi di base quadrata, variando, invece, il materiale a seconda delle risorse locali.

Nel XIII secolo si assiste al passaggio dalla città dominata dalle alte torri delle potenti famiglie ad una città organizzata intorno alle nuove fabbriche pubbliche: il palazzo comunale e la cattedrale, segnalate dalla torre civica e dal campanile principale. Queste modificazioni della struttura urbana e delle sue emergenze conseguono alla nascita dello stato comunale, che definisce il nuovo organismo edilizio del palazzo pubblico con la torre civica.

La torre civica, superiore nella mole a tutte le altre torri urbane, è testimone della riunificazione dei poteri nella figura dello stato comunale. La torre, visibile da tutti i punti della città, funge da sentinella e guida per i cittadini. Munita di campane, regolava la vita quotidiana, ed avvertiva la popolazione dei possibili pericoli. Generalmente, le torri civiche dei palazzi comunali sono una riattazione di vecchie case torri di potenti famiglie, acquisite dalla rappresentanza comunale. L'ascesa di una torre gentilizia a torre comunale comportava un riadattamento della parte terminale, per inserire nel coronamento la cella campanaria necessaria per l'uso pubblico. Inoltre, a causa della necessità di sottolineare l'autorevolezza del potere comunale sui potentati delle famiglie, le case torre gentilizie venivano spesso ridotte in altezza, in modo da non superare la torre civica.

La Torre Civica di Ravenna, oggetto di questo studio, sveltava tra le tante che sorsero in città a partire dal Mille, costruite dalla classe gentilizia come simbolo di potere e prestigio sociale. Alla fine del Duecento tutte le torri e i fortificati privati vennero fatti

demolire dal rettore pontificio, a sancire il controllo di Ravenna da parte dell'autorità Pontificia Romana. Solo questa torre sopravvisse, poiché era nel frattempo passata al Comune ed aveva assunto la funzione di Torre Civica. Con i suoi 38 metri, tra tutte era la più alta e lassù, per secoli, una guardia si avvicendò col compito di suonare la campana in caso di allarme, incendi o inondazioni, e per convocare il Consiglio Comunale.

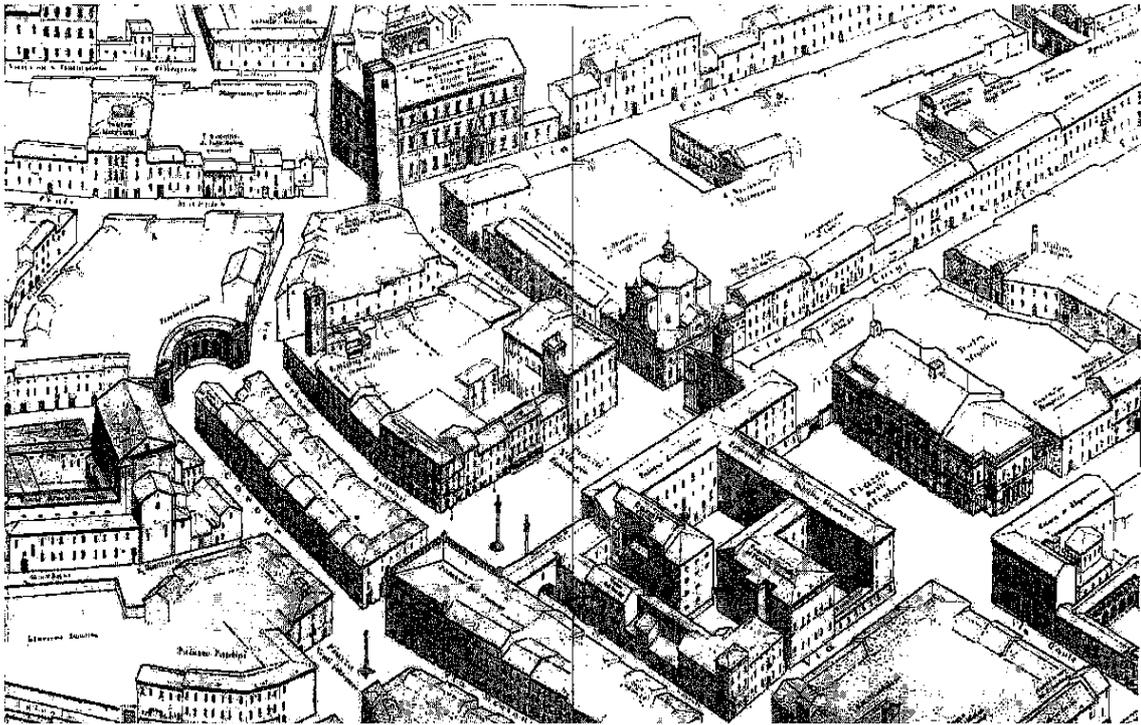


Fig.2 Panorama del centro della città di Ravenna, disegno di G.Savini (1905)

1.3 Tecniche e tempi di costruzione di una torre nel Medioevo

[2]

La costruzione di una nuova torre a presidio e decoro della consorteria committente veniva stabilita attraverso un giuramento, dopodiché, in base alle proprietà fondiarie familiari veniva individuato il luogo adatto alla costruzione dell'opera.

Era a questo punto necessario avvalersi della consulenza di persone di larga e comprovata esperienza, che potrebbero corrispondere ai moderni progettista, direttore del cantiere e mano d'opera specializzata. Tali figure dovevano provvedere all'ideazione della nuova costruzione, alla valutazione degli oneri conseguenti e all'organizzazione dei materiali, dei trasporti e degli uomini necessari alla sua realizzazione. Queste maestranze erano generalmente itineranti in un ambito territoriale

piuttosto vasto ed erano ricercare sia dai privati (per la costruzione delle torri consortili e dell'edilizia abitativa in genere), sia dai Comuni (per la realizzazione di fortificazioni e opere pubbliche), sia infine dalle autorità ecclesiastiche (per la costruzione di chiese e campanili).

Per quanto riguarda la fase di ideazione, nel medioevo la forma più comune per la pianta era quella quadrata con i lati, in genere, inferiori ai 10 metri mentre l'orientamento della costruzione era spesso determinato dalla maglia ortogonale di strade risalenti all'impero romani (la maggioranza delle torri hanno, infatti, i prospetti rivolti quasi esattamente verso i punti cardinali). Il parametro fondamentale da stabilire era invece l'altezza della torre in funzione della quale venivano poi fissate tutte le altre caratteristiche: dimensioni delle opere di fondazione, spessori delle pareti alle varie altezze, numero e posizione delle aperture, predisposizione di mensole e di fori per la collocazione dei solai di legno all'interno e dei ballatoi all'esterno. Sulla base di poche annotazioni di facile comprensione per la committenza e soprattutto sulle base dell'esperienza dei costruttori, veniva organizzato il cantiere (scelta dei materiali e loro approvvigionamento, disponibilità delle attrezzature e degli strumenti di lavoro, reclutamento di mano d'opera qualificata e istruzione sommaria di quella servile da utilizzare per la manovalanza). Considerando anche che tutti i calcoli venivano svolti sull'antico abaco con numerazione in cifre romane, risulta evidente che tutta questa fase preliminare richiedeva capacità ed impegno notevoli.

La fase dei lavori aveva inizio probabilmente sul finire della stagione invernale quando le giornate cominciavano ad allungarsi, la viabilità esterna all'abitato tornava ai livelli accettabili e la campagna non richiedeva ancora grandi disponibilità di mano d'opera. Il primo problema tecnico da risolvere riguardava il tracciamento del perimetro dello scavo che doveva essere quadrato di circa 15 metri di lato. In assenza degli attuali strumenti di precisione venivano utilizzate, secondo una tecnica risalente alla pratica agrimensoria dell'antico Egitto, tre funi di lunghezza corrispondente a multipli di 3, 4 e 5 piedi: i cateti del triangolo da esse formato venivano orientati come i futuri prospetti della torre e costituivano i lati dello scavo che avrebbe richiesto il lavoro di una dozzina di uomini per circa due mesi. Altri operai erano necessari per assicurare con tavole e pali le stabilità delle pareti dello scavo, per raccogliere ed allontanare l'acqua filtrata e

per trasportare a dorso di mulo la terra scavata fuori dall'abitato. Lo scavo raggiungeva generalmente una profondità di 20 piedi (circa 6 metri, considerando che un piede romano era di 29,6 cm) e sul fondo rimaneva una superficie quadrata di 36 piedi di lato (circa 10,5 metri).

I lavori terminavano probabilmente sul finire della primavera e circa un quinto dei mille metri cubi scavati rimaneva sul cantiere per ricoprire la fondazione. Il terreno veniva saggiato dal capo mastro mediante l'infissione di una lunga asta di ferro. Sul fondo dello scavo veniva quindi realizzata una palificata di fondazione con circa 600 pali di rovere o ontano lunghi 2 metri e con un diametro di almeno 15 cm. L'infissione a colpi di maglio richiedeva almeno 10 ore di manovale per ogni palo e, quindi, la palificata era presumibilmente terminata in piena estate. In questo modo era possibile iniziare subito la fondazione vera e propria che era costituita da un blocco di conglomerato di calce, ciottoli e sabbia che inglobava le teste dei pali e raggiungeva un'altezza di 4 metri e mezzo, corrispondente circa alla metà del lato di base della fondazione stessa. Il conglomerato adoperato a quei tempi era sostanzialmente diverso dagli odierni calcestruzzi che sono ottenuti mescolando in opportuna porzione ghiaia, sabbia, cemento e acqua, e che vengono colati nelle casseforme dove fanno presa in poche ore. Nel Medioevo occorreva aver predisposto già molti mesi prima grandi fosse in cui veniva spenta la calce, portata in zolle dalle fornaci dove era stata ottenuta per cottura di pietre calcaree. Con la calce spenta, mescolata a sabbia, ghiaietto minuto, polvere di mattone e piccoli frammenti di laterizio, veniva preparata la malta con la quale erano poi cementati i ciottoli di fiume di media grossezza disposti a strati di limitato spessore. Nell'arco della giornata il getto raggiungeva una consistenza sufficiente a consentire l'esecuzione, il giorno seguente, di un nuovo strato; con il tempo (da misurare non in giorni ma in anni) la malta di calce sarebbe indurita progressivamente, conferendo al conglomerato una straordinaria compattezza e valori di resistenza alla compressione di tutto rispetto anche in confronto ai materiali di oggi. Per poter iniziare la fondazione della torre, il responsabile del cantiere doveva aver dunque provveduto fin dall'inizio ai lavori per spegnere la calce necessaria (circa 1750 quintali). Questo richiedeva la preparazione, in un luogo vicino al cantiere, di circa 6 fosse quadrate di cinque metri di lato, profonde più di un metro e mezzo capaci di contenere almeno 250 metri cubi di

calce spenta con acqua. Notevoli capacità erano richieste anche per l'ordinato approvvigionamento dei ciottoli e della sabbia da prelevare dal fiume più vicino.

Il blocco di fondazione, costruito strato dopo strato, poteva essere terminato in circa due mesi e, quindi, in autunno veniva organizzato il cantiere per la costruzione vera e propria della torre.

Il basamento della torre (alto circa 5 metri) era, in genere, realizzato con grandi blocchi di pietra squadrati e perfettamente sovrapposti gli uni agli altri. Era perciò necessario aver organizzato, qualche mese prima, l'estrazione dei blocchi di pietra che venivano grossolanamente sbizzati in cava a forma di parallelepipedo. Una volta trasportati fino al cantiere iniziava l'opera degli scalpellini più esperti che provvedevano a rettificarli, spianarli e regolarizzarli negli spigoli, fino ad ottenere gli elementi omogenei nelle dimensioni e, soprattutto, di spessore perfettamente uguale e costante; requisito questo fondamentale per consentire poi la perfetta sovrapposizione dei vari blocchi con un semplice velo di malta.

Anche modeste disuguaglianze nella complanarità dei vari corsi di blocchi avrebbero inevitabilmente causato cedimenti e dissesti non rimediabili quando, sulla base, avesse gravato il peso di tutta la torre. D'altra parte, il grande peso del blocco di fondazione in conglomerato e dello zoccolo di base in pietra avevano un ruolo fondamentale per la stabilità della costruzione che, nonostante lo spiccato andamento verticale, doveva avere il baricentro delle masse il più basso possibile.

Fondamentale per la buona riuscita dell'opera era a questo punto la sua collocazione al centro della fondazione poiché un eventuale errore avrebbe comportato una eccentricità nella distribuzione delle tensioni sul terreno con conseguente rischio di cedimenti differenziali e pendenza della torre. Il tracciamento di una pianta esattamente quadrata i cui lati fossero disposti il più possibile paralleli ai lati della fondazione rappresentava, con gli strumenti dell'epoca, un problema tecnico tutt'altro che banale. L'utilizzo di squadre realizzati con triangoli rettangoli di lati 3,4 e 5, comportava la ripetizione di tracciamenti successivi con possibilità di qualche errore ed è quindi probabile che venissero adoperate formule pratiche di antica tradizione, molto più affidabili e semplici. Una di queste, ad esempio, sembra sia stata utilizzata per la costruzione della torre degli Asinelli la cui base, a livello della fondazione, ha una forma quadrata con i lati di 34 piedi e, conseguentemente, una diagonale che vale 48 piedi esatti con

un'approssimazione inferiore al due per mille. Era questo probabilmente uno dei tanti “segreti” del mestiere che gli antichi costruttori si tramandavano gelosamente e che forse risalivano a molti secoli addietro. Una volta tracciato il perimetro esterno e quello del vano interno (pure di forma quadrata e di dimensioni assai modeste) poteva iniziare la costruzione della base in pietra, il sollevamento dei blocchi non presentava, in questa fase, particolari difficoltà ed era sufficiente disporre alcuni piani inclinati realizzati con rampe di terra ed un piano di tavole di legno.

Più impegnativo era in mantenimento costante della planarità e orizzontalità delle superfici per il cui controllo il capo mastro disponeva solo di tavole di legno opportunamente rettificate da far scorrere sulla superficie con l'ausilio di un archipendolo (attrezzo di origine romana che forniva un allineamento orizzontale attraverso l'uso di un filo a piombo). Lo zoccolo di base era probabilmente ultimato verso la fine dell'inverno e con l'inizio della buona stagione iniziava la fase della costruzione delle parti in muratura.

L'approvvigionamento dei circa seicentomila mattoni necessari per la costruzione della torre richiedeva di organizzare la produzione con largo anticipo. Per fare un mattone infatti occorreva circa un anno fra la preparazione dell'argilla, l'essiccamento all'ombra nella stagione estiva e la cottura entro fornaci rudimentali che richiedevano, a loro volta, grandi quantità di legna da ardere (almeno un chilo e mezzo per ogni mattone). Nella fase di costruzione delle parti in laterizio la cura dei muratori era rivolta in modo particolare al mantenimento della verticalità delle pareti interne ed alla inclinazione delle fronti esterne: una inclinazione lieve ma costante che alla fine faceva assumere alla torre la prevista forma di tronco di piramide, opportuna ai fini della stabilità, ma anche indispensabile per far sembrare la costruzione ancora più alta di quando effettivamente fosse. I muri alla base della torre, dello spessore di quasi 3 m, erano generalmente realizzati a sacco: venivano cioè costruite due pareti in mattoni (una esterna di notevole spessore ed una interna più snella) collegate trasversalmente da muretti che suddividono in vari comparti lo spazio interno riempito poi con un conglomerato di ciottoli e malta di calce. Le prime fasi della costruzione richiedevano quindi una grande quantità di materiali ma non troppo impegno per il loro sollevamento mentre, con il progredire dell'altezza, questo impegno diventava sempre più gravoso. Ogni diciotto-venti corsi di mattoni, e cioè ogni quattro piedi e mezzo circa, venivano

lasciati su ogni parete tre o quattro fori passanti da utilizzare per le impalcature di legno necessarie ai muratori per proseguire la loro opera. Tali fori erano utili per i futuri lavori di manutenzione e contribuivano anche a fornire un gradevole effetto estetico ad opera ultimata; altri incavi, più grandi e spesso sovrapposti ad una grossa mensola in pietra, servivano invece per completare la torre con tutta una serie di costruzioni in legno necessarie per ampliarne la superficie abitativa. All'aumentare dell'altezza, il vano interno risultava sempre più ampio per l'introduzione di riseghe nelle pareti che servivano anche per l'appoggio dei solai interni di legno; lo spessore dei muri esterni veniva gradualmente ridotto e nell'ultimo tratto le pareti diventavano di soli mattoni poiché, al di sotto dei 30-40 cm di spessore, il nucleo interno in conglomerato non aveva più alcuna utilità pratica. Il peso della torre diminuisce quindi progressivamente con l'altezza sia per il minor spessore delle pareti, sia per il variare del rapporto fra il volume della muratura in mattoni e quello del conglomerato (di peso specifico superiore di circa un terzo). Tutti questi accorgimenti risultavano alla fine determinanti per la stabilità delle torri che hanno generalmente il proprio baricentro a non più di 25 metri da terra.

La costruzione delle parti in muratura, dallo zoccolo di base fino ad un'altezza di circa 60 metri richiedeva presumibilmente il lavoro di 15 persone per un tempo non inferiore ai due anni. Complessivamente quindi, salvo interruzioni dovute a cause accidentali, era possibile in tre anni costruire con mezzi semplicissimi e con una tecnica per lo più empirica, torri in muratura che dopo quasi mille anni possono ancora essere ammirate in molte delle nostre città.

1.4 La Torre Civica di Ravenna

1.4.1 Problematiche connesse alla datazione

[3]

Messa in ombra dai più celebri e ricchi monumenti ed esclusa dai percorsi turistici, la Torre Civica di Ravenna solo di recente, ed in relazione alle vicende di sopravvivenza che l'hanno coinvolta, è tornata alla ribalta. Un'attenta analisi della bibliografia ravennate rivela come, anche fra gli specialisti ed i cultori di storia dell'archeologia, la costruzione abbia suscitato scarso interesse, almeno fino alla metà degli anni '90 quando, a causa di un impellente problema di staticità, sono state avviate indagini approfondite finalizzate a raccogliere il maggior numero possibile di informazioni sulla struttura. Se si escludono quindi questi recenti interventi, è necessario retrocedere ai primi del '900 e limitarsi alla letteratura locale per ritrovare notizie, anche se molto sommarie, sulla torre. Fra i primi ad interessarsi al monumento, Silvio Bernicoli, raccogliendo notizie documentarie sulle torri della città e del territorio, evidenziò come il più antico documento riguardante la Torre Civica di cui sia abbia conoscenza dati al 1202.

Un'analisi archeologica dell'alzato e una revisione degli esiti di alcuni sondaggi operati nel passato nell'area circostante la struttura, possono offrire alcuni dati utili a giungere ad una migliore definizione cronologica del monumento.



Fig. 3 Torre Civica da Via Ponte Marino (1905)



Fig. 4 Torre Civica agli inizi del XX sec. Archivio Alinari

[4]

Le origini della Torre sono infatti tutt'altro che certe; tuttavia, per quanto riguarda l'ultimazione della sua costruzione, gli storici sembrano concordare, facendola risalire alla fine del XI o al principio del XII secolo. Una cosa però è certa: e cioè che i lavori di costruzione ebbero origine parecchi secoli prima (sembra nell'VIII secolo) e furono a lungo sospesi a causa del manifestarsi di cedimenti differenziali di fondazione, con conseguenti strapiombi allorché la torre ebbe raggiunto l'altezza di circa 12 metri; i lavori vennero poi ripresi (a cura della nobile famiglia Guccioli) solamente verso la fine dell'XI secolo.

Di queste vicende rimangono oggi due prove incontrovertibili: la prima è costituita dalla risega che la muratura esterna della Torre presenta all'altezza di circa 12 metri, risega realizzata a suo tempo con l'evidente scopo di spostare il baricentro dei pesi verso la zona in soprapendenza; la seconda è resa evidente dalla constatazione che attualmente la Torre presenta "a vista" un'inclinazione maggiore nel primo tratto fino alla risega e minore nel secondo tratto, costruito successivamente.

Il tratto di muratura inferiore, sino a circa 10 cm al di sotto del restringimento, è costituito con laterizi di recupero e in particolare con porzioni di mattoni sesquipedali di colore rosso o giallo, della lunghezza di 12/16 cm in media, dello spessore di cm 5/6. La muratura che insiste su questo primo brano è caratterizzata invece dall'impiego di laterizi di uso primario di colore rosso, rosato, o tendente al giallo, delle dimensioni di cm 28x12x4/5, leggermente arcuati in sezione trasversale. Le differenze evidenziate all'analisi macroscopica sono state confermate dalle indagini strumentali condotte nel 1993 (alla quali si rimanda nel successivo capitolo): il tratto di muratura inferiore al restringimento presenta posa in opera sommaria e malta priva di legante, mentre il tratto superiore è caratterizzato da una certa accuratezza nella posa in opera e dall'impiego di malta molto consistente.

Le indagini condotte sulle muraure degli edifici ravennati tardo antichi e medievali hanno chiarito che in tutto il territorio circoscrivibile entro i confini dell'antico Esarcato, a partire dalla tarda antichità, si procedette, con rare eccezioni, al recupero del materiale da costruzione di fabbriche anteriori, secondo una pratica che trova riscontro in molti centri della penisola e che, solo nel tardo medioevo, in relazione alla riorganizzazione degli stati cittadini, si verificò una ripresa della produzione di cotti per

l'edilizia a livello industriale. Nell'edilizia ravennate si fece uso, almeno a partire dal V secolo, e fino al XII secolo e con rare eccezioni, di laterizi di recupero, che venivano ricollocati in opera in porzioni di grandi dimensioni o, quando possibile, interi: l'uso sistematico di laterizi di nuova produzione può riscontrarsi solo a partire dall'età Polentana e, con più precisione a partire dall'ultimo quarantennio del XIII secolo.

Nella Torre di Ravenna possono essere, dunque, individuate due importanti già menzionate fasi costruttive: l'una collocabile fra il V e il XII secolo ed una posteriore al XIII secolo, verosimilmente da situare nella prima metà del XIV secolo, probabilmente all'epoca in cui la costruzione fu dotata da parte di Guido Novello da Polenta della campana che portava incisi il suo nome e la data. Più difficile risulta proporre una cronologia più circoscritta della prima fase costruttiva, per la definizione della quale non si hanno molti appigli. Gli esiti di alcune indagini archeologiche condotte nell'area circostante il monumento nel 1905, in occasione del restauro di Casa Melandri, possono aggiungere solo poche informazioni. In quella occasione venne praticato a cura dell'Ufficio Tecnico Comunale, un saggio di scavo a ridosso della parete della Torre prospiciente via Ponte Marino. Del saggio restano notizie solo in una interessante relazione redatta da Gaetano Savini, ed inserita in uno dei volumi delle "Piante panoramiche". Lo scavo, aperto in corrispondenza dei due frammenti marmorei murati nelle cortine, ha permesso di ricostruire la stratigrafia dei livelli d'uso stradale sino ad una profondità di 2.50 mt dal piano di calpestio, e di individuare la sottofondazione della Torre per altri 3 metri.

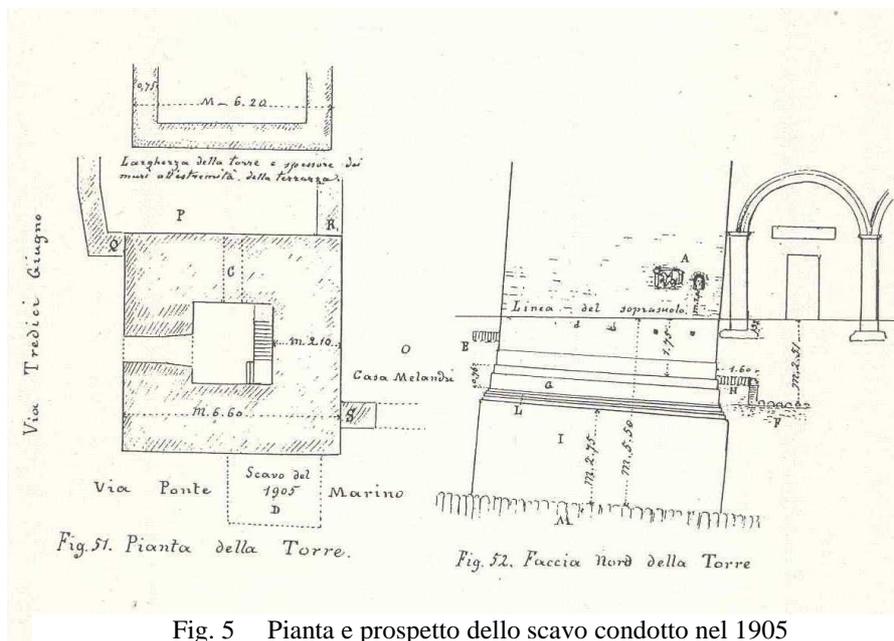


Fig. 5 Pianta e prospetto dello scavo condotto nel 1905

[5]

Per quanto riguarda i piani stradali, Savini ravvisò almeno tre fasi d'uso: un "marciapiedi" costituito da laterizi posti di taglio, a una profondità di circa 35 cm, identificato come un piano d'uso di età veneziana, in quanto in fase con l'annesso edificio del XV secolo noto come Casa Melandri, un piano di calpestio realizzato con laterizi di recupero, frammentari, ad una profondità di 1.60 mt, posto in opera quando la Torre era già stata costruita ed infine un piano di trachiti impostato su di una massicciata di "sassi e calcestruzzo" alla profondità di 2.5 mt.

Contestando che la zoccolatura di base della Torre si impostava sul piano di trachiti, Gaetano Savini, in aperta polemica con gli studiosi ravennati che ritenevano la Torre una struttura del XI-XII secolo, ipotizzò che la costruzione, in quanto "alla stessa profondità" del primitivo piano d'uso degli edifici di culto di V secolo, fosse da attribuire all'attività edilizia di Onorio o di Valentiniano III. Altre indagini svolte nell'area circostante la Torre, e in particolare un saggio aperto in via Ponte Marino prima del 1931 ed alcuni sondaggi praticati nel 1983 in occasione dell'apertura degli scassi per la posa dei tubi del gas, aggiungono ulteriori dati all'ipotesi che il piano di trachiti individuato nel 1905 possa essere attribuito all'impianto tardo antico di Ravenna, tuttavia va constatato come, il fatto che la Torre, nella sua prima fase di vita fosse impostata al livello del piano d'uso tardo antico non significhi necessariamente che la posa in opera della struttura sia da ritenere coeva a tale piano, poiché il piano potrebbe essere stato tagliato per la fondazione della Torre in un periodo qualsiasi posteriore alla sua realizzazione. Elemento datante in questo caso sarebbe potuto essere il piano d'uso rinvenuto alla profondità di 1,6 mt che, in quanto realizzato quando la Torre era già in opera, avrebbe potuto fornire un termine di datazione. Tuttavia le sommarie notizie raccolte e pubblicate non consentono di aggiungere altre precisazioni al riguardo.

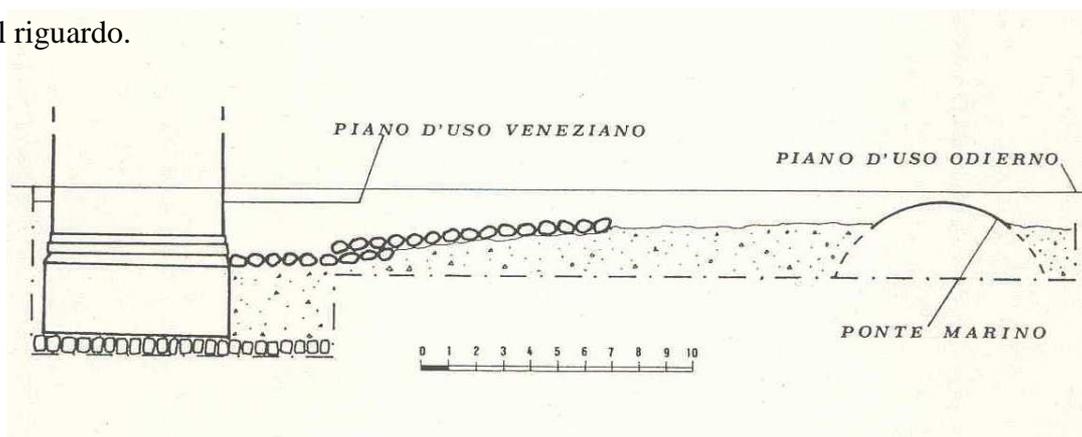


Fig. 6 Sezione ricostruttiva degli scavi condotti nell'area circostante la Torre

La Torre Civica di Ravenna non fa quindi parte di quella fortunata categoria di monumenti accompagnata da un apparato documentario che renda possibile un'attendibile ricostruzione storica delle sue vicende costruttive. Pertanto, per lo studio di questo edificio, occorre correlare tutte le informazioni che si possiedono con un forte atteggiamento critico e discriminatorio.

Critico perché le informazioni devono essere opportunamente vagliate, anche attraverso confronti incrociati fra le diverse fonti; discriminatorio perché attraverso questo sistema si possono avvalorare alcune informazioni, ridimensionandone altre, senza però ometterle.

La ricostruzione delle fasi costruttive della Torre Civica di Ravenna, per il periodo precedente al 1905, anno in cui iniziarono le indagini statiche, non è lavoro facile.

Ad oggi, lo studio pubblicato nel 1923 da Silvio Bernicoli, archivista e profondo conoscitore della storia di Ravenna, rappresenta la più esaustiva raccolta di documenti relativi alle vicende storiche dell'edificio più rappresentativo della città medievale.

Il saggio di Bernicoli del 1923 sulle torri di Ravenna dal titolo "*Le torri della città e del territorio di Ravenna*", verifica ed approfondisce i dati desunti dalle raccolte documentarie e dalle cronache della seconda metà del Settecento, dagli archivi notarili delle corporazioni religiose, dall'archivio comunale.



Fig. 7 Copertina del testo di Savini

La Torre di proprietà del Comune di Ravenna, sorge nella zona nord-ovest della città, all'interno delle mura cittadine del V secolo (ma immediatamente al di fuori della cinta muraria romana).

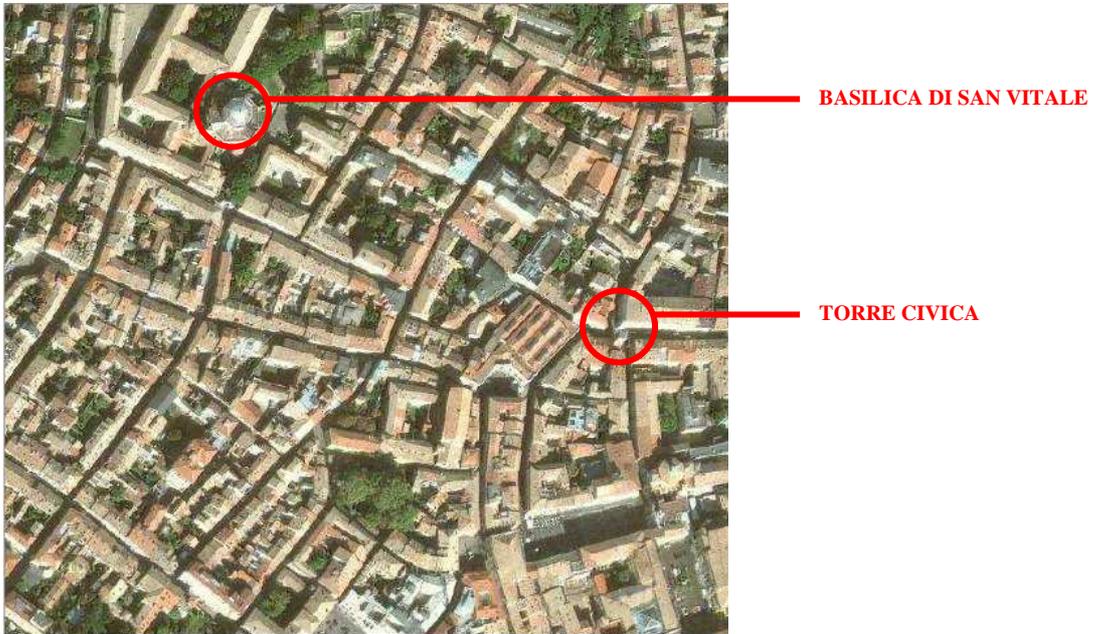


Fig. 8 Inquadramento geografico della Torre Civica

Di forma parallelepipedica a base pressoché quadrata con lato che esternamente misura 6.7 mt circa, prima dell'intervento eseguito nel 2000, aveva un'altezza di 38 mt circa. I paramenti murari interni ed esterni sono costruiti interamente in mattoni laterizi e lo spessore del muro, procedendo verso l'alto, si rastrema sia dall'esterno che dall'interno.

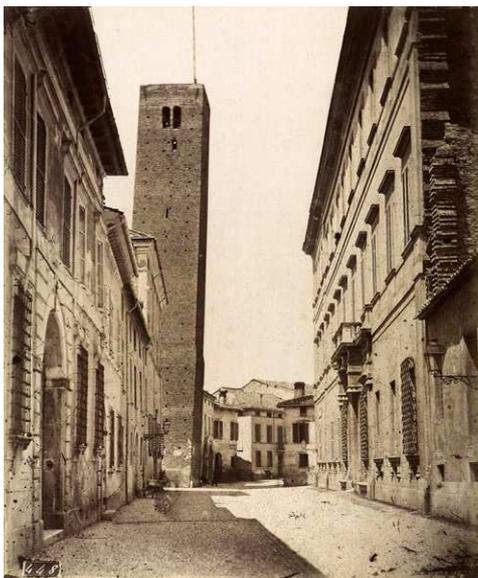


Fig. 9 La Torre ieri



Fig. 10 La Torre oggi

Due lati della Torre, quello orientale e quello settentrionale, sono prospicienti le vie Ponte Marino e XIII Giugno, mentre il lato occidentale di appoggia alla casa “Melandri”, edificio di pregevole valore architettonico datato al XV secolo, anch’esso di proprietà del Comune, mentre quello a sud si addossa all’ex albergo San Marco, costruito negli anni Cinquanta dall’Azienda Soggiorno e Turismo di Ravenna.

La Torre si affaccia su via XIII Giugno e via Ponte Marino, strada che prende il nome dal ponte che attraversa il *flumen Padenna*, sulla cui sponda orientale, circa nel punto medio del tratto entro le mura, sorgeva la torre in oggetto.



Fig.11 Posizione della Torre Civica

Scavi condotti nel 1905 lungo via Ponte Marino e Urbano Rattazzi (oggi via IV Novembre) per realizzare le fognature di servizio del mercato coperto, in fase di costruzione, vennero alla luce gli avanzi del Ponte Marino, che era situato a 6.50 mt dall'angolo di via Rattazzi con via Ponte Marino, appunto.

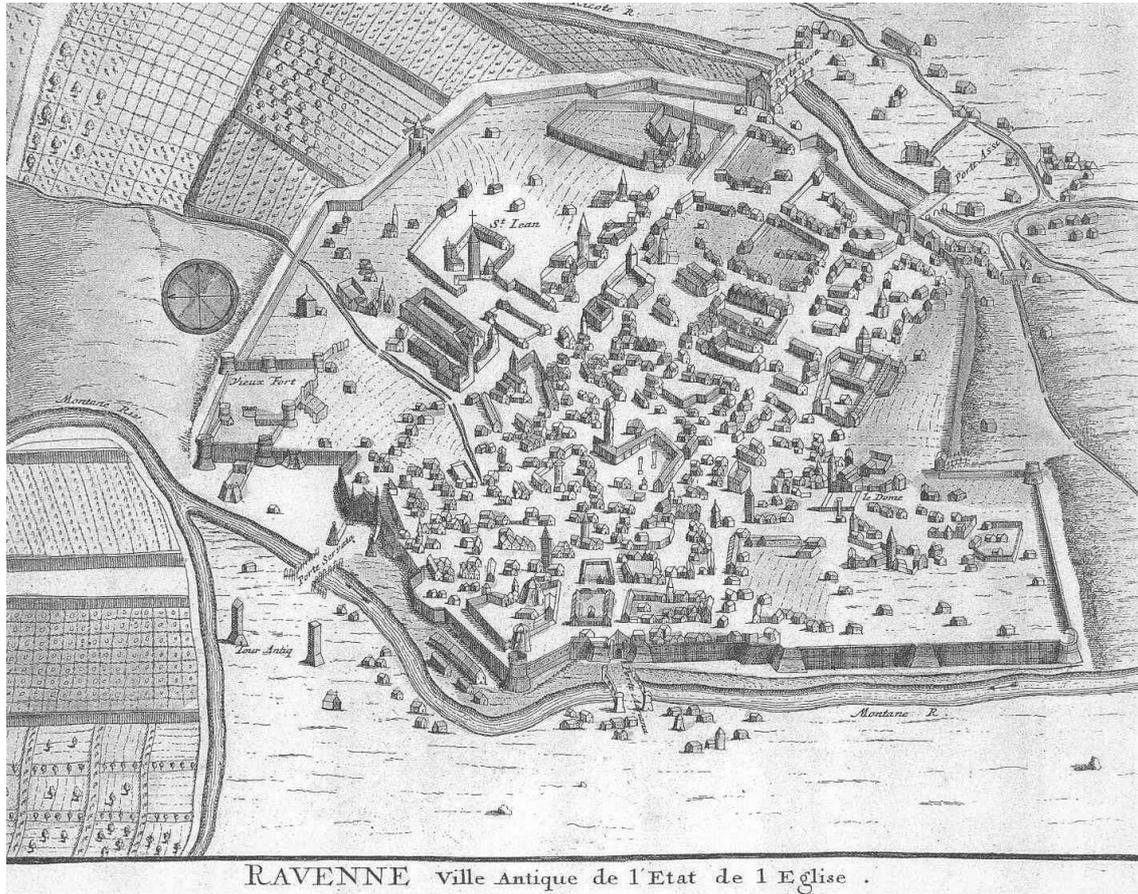


Fig. 12 Il territorio di Ravenna in una stampa antica

La sua ubicazione colloca in modo definitivo la posizione del corso del Padenna nei confronti della Torre, il cui spigolo Nord-occidentale dista dal ponte 21 metri circa dall'asse del ponte; questo, presumibilmente ricostruito nel XIV secolo, doveva avere un diametro massimo di otto metri. È plausibile ritenere che prima di questa data l'alveo del fiume fosse anche più largo. Comunque, pensandolo di dieci metri circa, si evince che la torre doveva sorgere a circa quindici metri dal fiume, ossia proprio sul suo argine.

La Torre, nel corso dei secoli, ha visto spesso modificata la propria denominazione; se ne riporta un piccolo excursus cronologico:

1202 un atto del 26 Novembre ricorda una *Torre dei Macellai* posta nella regione del Ponte Marino

1326 la prima di una serie di concessioni livellarie data dal Monastero di San Giovanni Evangelista

1464 un documento del 7 febbraio fa riferimento alla *Torre dei Beccai* o di *Ponte Marino* ora del *Comune di Ravenna*

1526 uno strumento del 14 aprile parla della *Torre dei Beccai*

una concessione livellaria data ai Monaldini dal Monastero di San Giovanni Evangelista

1580 il 20 maggio parla della *Torre del Comune* una volta detta *Torre dei Guccioli*.

In documenti successivi si parla della *illustrissima torre della Comunità di Ravenna*.

Inoltre è noto che fin dal 1289 si ha memoria di un'altra torre comunale, che sorgeva nell'attuale piazza del Popolo, presso la chiesa di S. Agata del Mercato, la antiche carceri e le case della famiglia Da Polenta. Questa torre dovette rimanere in funzione fino al 1511 e fu demolita definitivamente nel 1556-1559.

La Torre in oggetto viene detta *del Comune* a partire dal 1326, quindi per un periodo di circa 230 anni le denominazioni si sovrappongono: di fatto, nella seconda metà del XVI secolo, del Comune resterà solo questa.

Quindi il documento che sembra attestarne per la prima volta l'esistenza risalirebbe al 1202: questo anno rappresenta dunque il primo termine certo, da un punto di vista della cronologia, riguardo la datazione della Torre.

Solo nella prima metà del XIV secolo la Torre appare come appartenente, o in gestione al Comune, e questo dovrebbe coincidere con il fatto che Guido Novello Da Polenta, forse in occasione dell'inaugurazione, vi appose una nuova campana con il suo nome e la data 1317.

La Torre può aver avuto funzione di difesa e di controllo: all'interno non sono stati visti elementi che possono far pensare ad usi diversi da quello della vigilanza. Sicuramente dal XV secolo all'inizio del XX la torre fu abitata, al piano terra ed al piano primo, come risulta anche dai catasti storici conservato presso l'archivio di Stato di Ravenna, da un campanaro con la famiglia.

Ampie tracce di materiale di combustione sono ancora visibili sulle pareti meridionale ed orientale mentre le rimanenti pareti sono attualmente ricoperte da un velo di intonaco a calce. Questi prodotti non possono essere solo l'effetto dell'attività del camino presente ad un certo livello dell'edificio, ma di avvenimenti più importanti, anche se non particolarmente drammatici di cui, però, si è persa la testimonianza.

Dato però l'impegno costruttivo notevole di questo manufatto, è limitativo pensare che esso possa aver assunto soltanto una funzione difensiva; oltre a questa va sottolineato quello che è l'aspetto simbolico che è tipico della costruzione di edifici a torre: l'affermazione del potere, di una corporazione (prima), forse di una nobile famiglia ravennate (poi), della comunità cittadina (infine).

La dislocazione estremamente strategica della Torre, sull'argine destro del Padenna a controllo del Ponte Marino, con a ridosso il mercato, ne faceva un elemento di controllo politico (la corporazione) e territoriale (il corso d'acqua ed il propinquo ponte) di grande valenza sotto ogni aspetto.

Se la Torre sia nata come elemento fortificato di mero controllo fluviale non è dato sapere con certezza.

Verosimilmente ha simboleggiato per un lungo periodo di tempo la potente corporazione dei beccai, poi la comunità di Ravenna. I documenti sono talora ambigui sul punto. In questa seconda veste la fortificazione in esame ha ricoperto il ruolo di *turris capitis* dell'intero sistema fortificato della città, chiamata ad assolvere i compiti di torre di comando e massimo avvistamento dell'intero complesso difensivo ravennate.

Ruolo quindi importante era quello svolto dal torriere che aveva il compito di allarmare, in caso di necessità, le guardie, sia a voce ma soprattutto con il suono codificato della campane; la Torre era infatti provvista di due campane, l'una maggiore, polentana (risalente al 1317 per mano di certo *Magister Lucas de Veneciis*"), l'altra minore.

Quella maggiore si ruppe il 18 dicembre del 1795 e fu rifusa nel 1797, ma anche questa si ruppe e fu fusa nuovamente nel 1807.



Fig. 13 La campana maggiore

La campana minore è scomparsa senza lasciare traccia; probabilmente, come spesso accadeva nel passato, si ruppe per difetti di fusione che innescarono la frattura a seguito di shock termico e tensionale dell'impatto.

Torri di questo genere, assai elevate, erano suddivise in vari piani, sia per la intercomunicazione che per alloggiare uomini e cose.

Inizialmente la Torre disponeva di un posterula a grande dislivello, ancora presente nel manufatto sul lato nord; questa assicurava una miglior protezione in caso di necessità.

Gli orditi lignei atti ad assicurare l'ingresso a così grande altezza (oltre venti metri) erano alloggiati nelle buche pontaiie tuttora visibili che ospitavano tanto le rampe in legno che il ballatoio e la tettoia del pianerottolo esterno di ingresso.

In caso di pericolo la porzione basamentale delle incastellature di accesso veniva demolita rapidamente (e solitamente il contatto con il terreno era assicurato con una scala retrattile).

La posterula a forte dislivello- evidentemente sicura quanto scomoda- cadde in disuso probabilmente nel XVI secolo, tanto è vero che nel 1590 i documenti relativi alla torre riportano spese per “*restauri alla porta*”. Ciò significherebbe che, abbandonato l'antico modo d'ingresso (a dislivello), era stata praticata una porta alla base della torre, verosimilmente quella in oggi visibile.

Solitamente le torri di questo tipo ricorrevano all'approvvigionamento idrico mediante la raccolta di acque meteoriche convogliate dalla copertura (tramite tubature) fino alla cisterna posta solitamente nel basamento del manufatto. Tuttavia non sono state rinvenute tracce né delle tubature né della cisterna, anche in ragione del fatto che la posizione basamentale è stata sottoposta a radicali restauri, quindi non più leggibile.

Non sono state altresì reperite tracce di un portavoce ricavato nell'intercapedine delle murature, sistema questo assai diffuso per chi dovesse intercomunicare con i vari livelli della torre.

1.4.2 Lavori condotti sulla torre nel corso dei secoli

I lavori più importanti condotti nel passato all'interno della Torre riguardano le murature a sostegno della copertura, la copertura stessa ed il castello di sostegno delle campane.

Ne rendono testimonianza proprio i documenti dell'Archivio storico comunale di Ravenna.

- Nel 1542 furono riparati la copertura ed il castello delle campane;
- Nel 1560 vennero condotti altri lavori sul castello delle campane;
- Nel 1590 fu restaurata la porta di accesso, probabilmente quella attuale, posta sul lato orientale;
- Nel 1634 sono attestati lavori di manutenzione ai solai ed ai finestroni;
- Nel 1792 si pensò di rialzare le pareti per l'altezza di una settantina di centimetri circa con un muro di tre teste in modo da portare la copertura alla quota necessaria affinché la campana non vi urtasse;
- Nel 1807 fu restaurata nuovamente la copertura, come si legge nel documento stilato a Ravenna in data 16 Luglio dall'ingegnere del Comune Josafat Nuti.

Nella perizia l'ingegnere avanza l'ipotesi di demolire l'attuale copertura a quattro spioventi per eliminare la spinta esercitata dalle travi d'angolo sugli spigoli della torre; la perizia propone la costruzione di una copertura piana con la giusta inclinazione per lo smaltimento delle acque piovane.

- Nel 1851, su richiesta dal campanaro, fu scavata al piano terreno una fossa all'interno della torre; nella stessa perizia venne proposto di rivestire le pareti interne dell'ambiente stesso con mattoni ad una testa per una superficie di quattordici metri quadrati. Durante i lavori si scoprì che i muri sotto la quota del piano di calpestio avevano lo spessore di 4.38 mt.
- Agli anni 1857-59 risalgono due progetti di cui il primo, rimasto incompiuto, per un nuovo castello che avrebbe dovuto ridurre le oscillazioni delle campane, ritenute dannose per la Torre.

Solo in seguito al crollo del campanile di San Marco a Venezia nel 1902, vennero condotte misure per appurare le condizioni statiche dei più importanti campanili ravennati e quindi anche della Torre Civica.

Le indagini sulla torre presero avvio nel 1905 (dopo il crollo del campanile di S. Marco a Venezia), durante i primi restauri condotti sull'attuale Casa Melandri (XV secolo) a causa di nuove lesioni sui pilastri delle arcate del portico antistante, presumibilmente imputabili all'inclinazione della torre stessa. L'Ufficio Tecnico del Comune iniziò pertanto i rilievi della torre per verificare se questa era ancora soggetta a movimento, dai rilievi dell'inclinazione, condotti ininterrottamente dal 1905 al 1918, risultò che la pendenza in direzione nord-ovest dell'asse verticale della torre era al 1905 di 2.14 m sull'altezza della torre di 38.40 m e che questo spostamento progrediva mediamente di 3 mm l'anno. Restavano ignote le ragioni che avevano causato il fuori piombo.

Contemporaneamente ai rilievi geometrici, nel settembre dello stesso anno, fu effettuato uno scavo rasente la muratura della torre, su via Ponte Marino. Dallo scavo, ad una profondità di tre metri rispetto al piano stradale, emerse che la muratura della fondazione si allarga di appena 0.52 m per ogni parte. Dai sondaggi eseguiti con spranghe di ferro, pare che la torre poggi sopra una palificata in legno *“probabilmente costituita da palizzate e zatterone, profonda oltre 2.50 m, ossia circa 5.50 m sotto al piano stradale”*.

Nell'Ottobre dello stesso anno la commissione nominata dal Ministero della Pubblica Istruzione, formata dagli architetti Camillo Boito e Alfredo D'Andrade, venne a Ravenna per effettuare i sopralluoghi, oltre che sulla torre, anche sul campanile del Duomo. In risposta ad un'accesa polemica sorta fra alcuni cittadini per paura di un crollo della Torre, Boito e D'Andrade, ribadendo di non aver rilevato alcun indizio di reale pericolo, invitarono a *“non distruggere un monumento sotto ogni aspetto sicuro e ragguardevole”*.

Nel Marzo del 1906 venne posto in opera il sistema di rilevamento costituito da un filo a piombo di acciaio grosso 4,00 mm ancorato con una piccola carrucola agganciata ad una trave di ferro a doppio T alta 10,0 cm incastrata nella muratura e disposta lungo la direzione perpendicolare alla bisettrice dell'angolo formato dai lati di levante e di mezzogiorno. L'estremità superiore del filo era ancorata a 1.15 m sotto la sommità della Torre. All'altra estremità del filo, lungo 36.47 m, fu legato il piombo di ferro nichelato di forma cilindrica a punta conica del peso di 6.0 kg.

Nel punto di incontro delle diagonali della base della Torre, dieci centimetri sotto il pavimento, il 16 marzo 1906 fu murato un quadrato di marmo di Carrara di 20 cm di

lato in mezzo al quale fu infisso un piccolo cilindro metallico con punta conica rivolta verso l'alto.

Dai documenti rinvenuti presso l'Archivio Comunale risulta che il fuori piombo nella direzione Nord-Ovest progredì fino al 1930 quando raggiunse l'intensità di 2.199 m, registrando un aumento di 59 mm rispetto al rilievo del 1905.

Durante la Seconda Guerra Mondiale le truppe tedesche, avendo l'intenzione di far saltare la Torre, asportarono il caposaldo.

Il monitoraggio riprese nel 1949 e fu rilevato un nuovo centro individuato nell'incontro delle diagonali dei perimetri esterno ed interno del piano terra, senza che vi fosse alcuna prova che questo centro coincidesse con quello del 1906. Rispetto al nuovo centro, il fuori piombo misurava verso nord 1.410 m e verso ovest 1.810 m con componente pari a 2.286 m.

Nuovi rilievi furono condotti negli anni Settanta.

Nel 1991 è stato attivato un nuovo sistema di monitoraggio. La campagna di indagini ha prodotto un rilievo accurato della Torre, realizzato con strumenti topografici, all'esterno, e con strumenti semplici, all'interno.

Sono state indagate le fondazioni ed il terreno sottostante con opportuni sondaggi.

Inoltre sono state effettuate analisi sia sullo stato tensionale delle murature mediante martinetti piatti, sia sulla composizione e sullo stato di degrado delle strutture murarie attraverso sia il rilievo del quadro fessurativo sia con carotaggi ed analisi chimico fisiche del materiale prelevato.

Dopo dieci anni di studi il nuovo gruppo di progettisti è pervenuto, insieme alle autorità cittadine e statali, alla decisione di smontare la parte superiore della Torre, per procedere così al progetto di consolidamento definitivo che concluda quello provvisorio (costituito da una controparete in cemento armato per una altezza di una decina di metri circa a cui son stati ancorati tiranti passanti attraverso le buche pontae esistenti e ancorati esternamente a cerchiature metalliche) messo in opera nel 1993-94, al quale si farà largo riferimento nei successivi capitoli.

Il progetto prevedeva inoltre che le porzioni di muratura smontate, una volta conclusi i lavori di consolidamento, venissero poi ricomposte.

1.4.3 Caratteristiche geometriche

Fino all'anno 2000, la Torre era alta 38 metri circa con pianta alla base pressappoco quadrata.

A 11.5-12 m circa dal suolo, sui lati Est e Nord presenta una risega dello spessore di 75 cm circa. A partire dalla quota di 13 m circa (la quota è sempre approssimativa perché si tende a mediare i valori a causa della pendenza) esiste una fascia di muratura dell'altezza di 8.5-11.5 m circa in cui le buche pontaiie sono state in buona parte chiuse.

All'interno della Torre si contano sette riseghe poste ciascuna rispettivamente alle quote di : 6 m, 9.5 m, 12.75 m, 17.25 m, 21 m, 26 m, 30 m: le riseghe sono quindi più fitte fino alla quota della risega esterna (la distanza è di circa 3 m l'una dall'altra e si allargano successivamente tanto che l'interasse diviene di 5 m circa.

Al momento del rilievo esistevano all'interno della Torre tre solai in legno: il primo alla quota di 3 m circa, il secondo in corrispondenza della prima risega, il terzo alla quota della seconda risega.

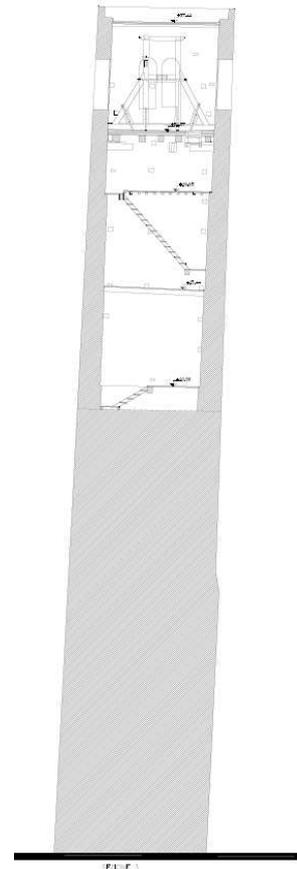


Fig. 14 Sezione con rilievo dei solai lignei

Nella parte bassa della Torre sono presenti quattro aperture ma solo sul lato orientale (porta più tre aperture superiori, una per piano). Di fatto sono disposte a quote poco difficilmente utilizzabile rispetto alla quota dei solai. Alcune di queste aperture sono a feritoia.

Altre aperture si trovano a quote più alte: tre piccole feritoie sono sul lato occidentale, cioè su casa Melandri; due (una feritoia ed una più ampia con architrave ad arco) su via Ponte Marino; una piccola feritoia sul lato di via XIII Giugno. Nessuna apertura è invece visibile sul lato sud dove sembrano essere chiuse una maggior numero di buche pontaiie. Infine, ad una quota di 33.25 m circa, si aprivano, parimenti su tutti e quattro i lati, delle bifore alte 2 metri circa.

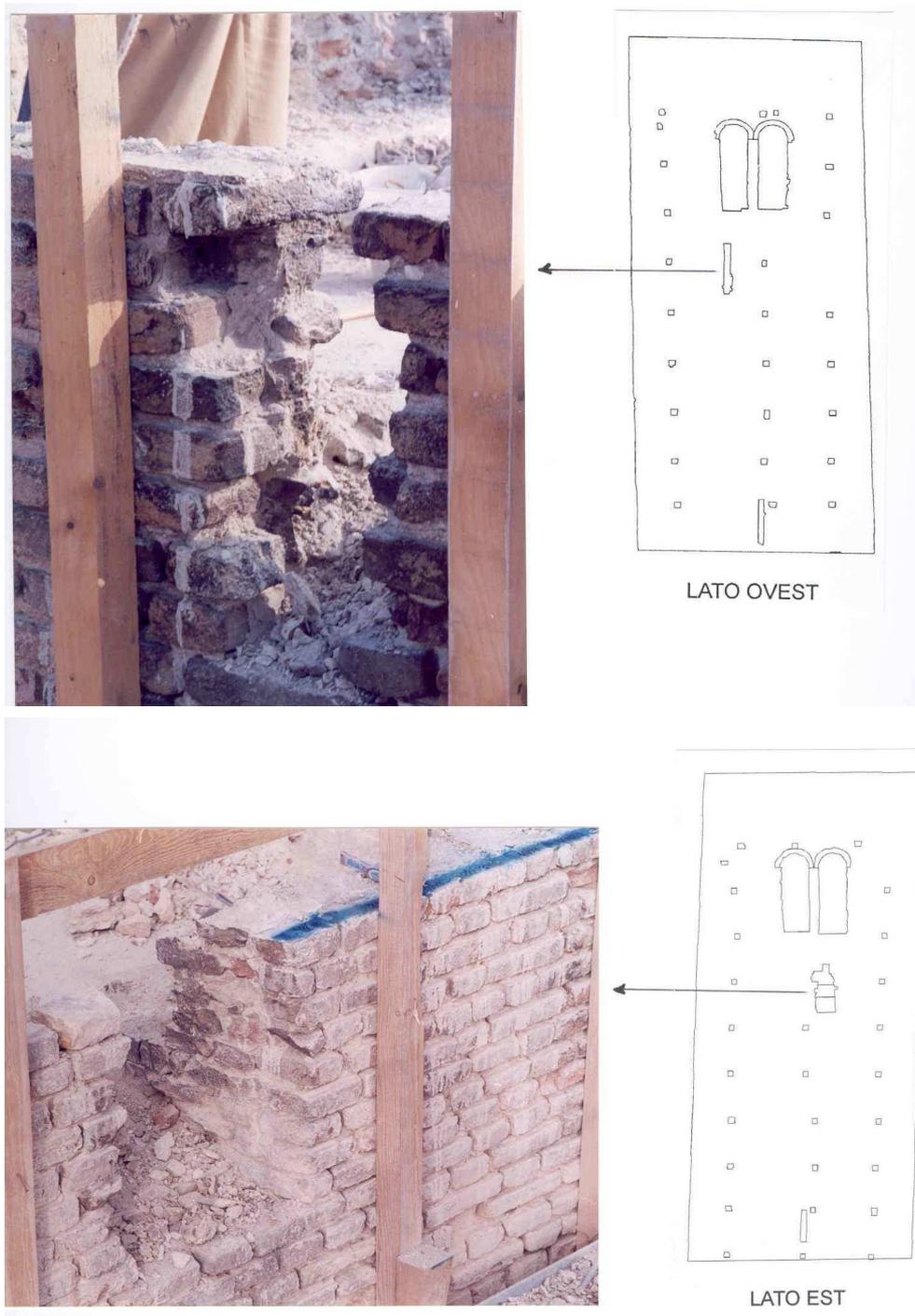


Fig. 15 Dettagli delle feritoie

CAPITOLO 2

EVOLUZIONI RECENTI DELL'ASSETTO DELLA TORRE

2.1 Principali documenti riguardanti analisi recenti

Il resoconto dei monitoraggi e degli interventi statici già effettuati sulla Torre Civica è lungo e complesso; può essere pertanto utile sintetizzare, prima di analizzarli più in dettaglio, le fasi cruciali dei recenti interventi ed i relativi documenti disponibili, riguardanti la condizione statica della Torre stessa.

- **1993**

Il Comune di Ravenna affida al Prof. Chiarugi una consulenza statica ottenendo, dopo vari studi e relazioni, documentati giudizi sulle condizioni della torre

	Autori	Titolo	Data	Principali contenuti
INDAGINI DIAGNOSTICHE E DI MONITORAGGIO	ISMES	Indagini diagnostiche sulle strutture murarie	07/07/1993	Indagini in sito Analisi di laboratorio sulle malte Rilievo quadro fessurativo Prove martinetti singoli e doppi Sondaggi a carotaggio continuo
	A. ANGELI	Sondaggi geognostici presso la Torre Civica di Ravenna	Settembre 1993	4 sondaggi con prelievo di campioni
	A. GHINELLI	Relazione geotecnica	31.12.1993	Allegato risultati prove di laboratorio su campioni
	IMHOTEP S.r.l. RAVENNA	Rilievo geometrico della torre	Luglio 1993	5 disegni
	ISMES	Strumentazione di monitoraggio sulle strutture murarie	4.11.1993	Descrizione della strumentazione
RELAZIONI E PROGETTI	A. CHIARUGI, C. BLASI	Note sulla situazione statica e sugli interventi urgenti di controllo e consolidamento	21.03.1992	Considerazioni generali sulla situazione statica; Provvedimenti urgenti di controllo; Interventi di consolidamento; Sistemi di controllo e monitoraggio successivi; Geometria e inclinazione; Caratteristiche costruttive e meccaniche;
		Situazione statica della torre	Settembre 1993	Valutazione stati tensionali; Fondazione e terreno di fondazione; Interazione con edifici adiacenti; Valutazione teorica delle tensioni con diversi valori del coefficiente di omogeneizzazione
		Relazione di calcolo strutturale	10.09.1993	
	Giudizio finale	Terreno di povere risorse, muratura a sacco della peggior specie con paramenti murari compromessi		
	Interventi proposti	I rilievi indussero il gruppo di lavoro ad elaborare un progetto per stabili interventi		

• 1994

Viene realizzata la cerchiatura esterna del tratto di base, per un'altezza di 5m circa, impiegando un grigliato di profilati metallici, serrati, mediante tiranti pretesi, contro l'estradosso della parete muraria. Per un'estensione pari a quella della cerchiatura esterna, viene gettata una fodera di calcestruzzo all'interno della torre contro l'intradosso, per dare il necessario contrasto alle pressioni applicate dai profilati

	Autori	Titolo	Data	Principali contenuti
RELAZIONI E PROGETTI	A. CHIARUGI, C. BLASI	Progetto della prima fase di intervento	27.09.1993	3 disegni costruttivi
		Lavori provvisori di consolidamento: relazione di fine lavori	19.09.1994	Lavori appaltati alla ditta CMC di Ravenna, controllando i movimenti durante le varie fasi con sistema di monitoraggio
	Interventi proposti	Persistendo le problematiche connesse al blocco di fondazione, se ne proponeva il consolidamento, unitamente ad interventi sul terreno di fondazione		

• 1995

Progetto di massima, tuttavia non realizzato, finalizzato al consolidamento del blocco di fondazione e del terreno

	Autori	Titolo	Data	Principali contenuti
RELAZIONI E PROGETTI	A. CHIARUGI, C. BLASI, A. GHINELLI	Progetto di massima riguardante il consolidamento delle strutture	29.09.1995	Opere provvisori ulteriori per contrasto dell'inclinazione in aumento; Consolidamento delle strutture in elevazione Consolidamento delle fondazioni; Opere provvisori e indagini integrative;

• 1998

Esecuzione di indagini per il terreno richieste dal Prof. Chiarugi e affidate alla ditta PERIGEO di Faenza

	Autori	Titolo	Data	Principali contenuti
INDAGINI DIAGNOSTICHE E DI MONITORAGGIO		Elaborazioni stratigrafiche	1997-1998	Prove penetrometriche con piezocono; Sondaggi con prelievo di campioni; Prove dilatometriche;
	PERIGEO	Prove di laboratorio su 10 campioni prelevati nei sondaggi e su 10 prove penetrometriche	1998	
		Relazione su prove dilatometriche	Giugno 1998	
		Risultati di n°2 prove di dissipazione	Ottobre 1998	

Tuttavia, pur con le realizzazione di lavori urgenti atti ad assicurare un livello minimo di sicurezza e stabilità statica della Torre, l'allarme sulle condizioni del manufatto era tutt'altro che cessato; motivo per cui nel 1999 il comune di Ravenna propose ai superiori organi statali, la riduzione dell'altezza della torre di una decina di metri.

- **2000**

Smontaggio della parte sommitale della torre

	Autori	Titolo	Data	Principali contenuti
RELAZIONI E PROGETTI	A. CHIARUGI	Relazione sulla situazione statica della torre	12.05.1999	Ipotesi di smontaggio della parte sommitale ed esecuzione dei lavori definitivi di consolidamento
		Relazione di calcolo	12.05.1999	Valutazione delle tensioni massime nel caso di abbassamento della torre
	A. CHIARUGI, I.BALATRONI	Progetto dello smontaggio della parte sommitale della torre, relazione tecnica generale	21.07.1999	Verifiche delle strutture in elevazione nello stato attuale e dopo lo smontaggio; Strutture di fondazione e verifica pressioni sul terreno; Confronto fra le due situazioni; Progetto dello smontaggio; Inquadramento urbano dell'intervento;
		Progetto dello smontaggio	21.07.1999	Rilievo topografico della torre; Metodologie di smontaggio: carpenterie e dettagli copertura;
REALIZZAZIONI	C.S.G. PALLADIO Vicenza	Analisi stratigrafica delle strutture murarie della parte della torre oggetto di smontaggio	Dicembre 2000	
		Relazione scientifica	Dicembre 2000	Prelievi effettuati ed analisi di laboratorio su campioni di malta e laterizio
		Documentazione fotografica dei vari cantieri di smontaggio		Documentazione fotografica
	Giudizio finale	Con lo smontaggio le tensioni su manufatto si abbatterebbero di circa il 20%		
	Interventi proposti	Realizzazione dello smontaggio e deposito del materiale di risulta in un magazzino comunale		

2.2 Condizioni statiche riscontrate a partire dal 1993

[6]

La preoccupazione destata nel tempo dall'inclinazione della Torre, nonostante l'assenza di segni di ulteriori recenti incrementi di stati fessurativi di rilievo, portò alla necessità di una opportuna verifica della staticità dell'edificio e la definizione di un sistema di controllo permanente.

Nel mese di Giugno del 1993 il Comune di Ravenna attivò una campagna di ricerche per la individuazione della situazione statica della Torre e per la definizione di un sistema di monitoraggio permanente, incaricando il gruppo di lavoro, con a capo i Proff. Chiarugi e Blasi, di effettuare i rilievi necessari ed appaltando alla cooperativa ACMAR di Ravenna l'effettuazione delle operazioni di indagine.

Il programma di ricerche prevedeva, nell'arco di un anno di studi, la definizione delle caratteristiche costruttive e dei materiali, dei parametri fondamentali del comportamento statico e dinamico della Torre, nonché il rilievo della situazione fondale e l'identificazione dei terreni sottostanti.

[7]

I primi carotaggi effettuati nelle murature in elevazione e nelle fondazioni, per rilevare i materiali utilizzati per la costruzione, rivelarono però una situazione ben diversa da quella che l'apparente buona trama muraria esterna aveva fatto supporre.

Nonostante fosse prevedibile la presenza di una muratura "a sacco", le caratteristiche del riempimento rilevate già dalle prime indagini apparvero del tutto singolari per una tale costruzione, soprattutto se confrontate con le esperienze acquisite da studi su altre torri simili. Anche la situazione dell'apparato di fondazione non si presentava in buone condizioni.

Già i primi calcoli statici e i primi rilievi meccanici degli stati tensionali misero in evidenza livelli di sicurezza indefinibili e per lo più contenuti entro i margini di errore, in un contesto reso più grave dalla consapevolezza che in simili casi le situazioni di collasso possono essere raggiunte senza preavviso.

In accordo con l'Amministrazione Comunale, l'originario programma di ricerca venne immediatamente modificato al fine di puntualizzare in tempi estremamente rapidi la situazione statica, delineando nel contempo i primi possibili provvedimenti da adottare per raggiungere una situazione minima di sicurezza.

La situazione del manufatto, nonostante confortata dal fatto che l'incremento di inclinazione della Torre appariva modesto rispetto a quello accumulato nel corso dei secoli precedenti, non poteva essere mantenuta ulteriormente.

2.2.1 Inclinazione e strapiombo

Il rilievo della geometria della Torre, effettuato per la parte fuori terra dallo Studio IMOTHEP per conto dell'ACMAR, ha consentito di notare alcuni aspetti che nei rilievi precedenti al 1993 non erano stati constatati.

Innanzitutto l'inclinazione del fusto della Torre (verso N.O.) non è costante, ma è maggiore nella parte inferiore; inoltre alla quota di circa 10 metri la torre presenta una *risega esterna* che è molto più accentuata sui due lati che si trovano dalla parte verso la quale la torre è inclinata.

Già in fase di costruzione pertanto si devono essere manifestate le prime rotazioni conseguenti a cedimenti fondali, che i costruttori hanno cercato di correggere sia modificando la linearità del fusto che disassando la parte superiore verso la zona di decompressione.

Anche le bifore della cella campanaria non erano realizzate con i lati paralleli ai lati della Torre, ma presentavano una minore inclinazione a dimostrazione del fatto che sono stati realizzati in una fase successiva, quando la Torre era già sensibilmente inclinata.

Per quanto riguarda la misura dello strapiombo, già nel 1906 venne posto in opera un pendolo all'interno della Torre per il monitoraggio: il sistema di rilevamento era costituito da un filo a piombo di acciaio grosso 4,00 mm ancorato con una piccola carrucola agganciata ad una trave di ferro a doppio T alta 10,0 cm incastrata nella muratura e disposta lungo la direzione perpendicolare alla bisettrice dell'angolo formato dai lati di levante e di mezzogiorno. L'estremità superiore del filo era ancorata a 1.15 m sotto la sommità della torre. All'altra estremità del filo, lungo 36.47 m, fu legato il piombo di ferro nichelato di forma cilindrica a punta conica del peso di 6.0 kg.

Nel punto di incontro delle diagonali della base della Torre, dieci centimetri sotto il pavimento, il 16 marzo 1906 fu murato un quadrato di marmo di Carrara di 20 cm di lato in mezzo al quale fu infisso un piccolo cilindro metallico con punta conica rivolta verso l'alto. Nella prima rilevazione del 1906 lo strapiombo risultò pari a 2140 mm.

Dai documenti rinvenuti presso l'Archivio Comunale risulta che il fuori piombo nella direzione Nord-Ovest progredì fino al 1930 quando raggiunse l'intensità di 2.199 m, registrando un aumento di 59 mm rispetto al rilievo del 1905.

Durante la Seconda Guerra Mondiale le truppe tedesche, avendo l'intenzione di far saltare la Torre, asportarono il caposaldo.

Il monitoraggio riprese nel 1949 e fu rilevato un nuovo centro individuato nell'incontro delle diagonali dei perimetri esterno ed interno del piano terra, senza che vi fosse alcuna prova che questo centro coincidesse con quello del 1906. Rispetto al nuovo centro, il fuori piombo misurava verso nord 1.410 m e verso ovest 1.810 m con componente pari a 2.286 m.

Nuovi rilievi furono condotti negli anni Settanta e Ottanta: i controlli effettuati dal prof. G.Folloni evidenziarono che in 12 anni (dal 1969 al 1981) un incremento dello strapiombo (sempre in direzione N-W) di 23.8 mm, corrispondente ad un incremento medio annuo non molto diverso da quanto rilevato nel periodo 1906-1941.

Nel 1991 è stato attivato un nuovo sistema di monitoraggio. La campagna di indagini ha prodotto un rilievo accurato della Torre, realizzato con strumenti topografici, all'esterno, e con strumenti semplici, all'interno.

All'inizio del 1993 il pendolo originale è stato ripulito e restaurato, per cui è stata effettuata una nuova misura, che è stata confrontata con quella del 1949.

Ipotizzando che tra il 1942 e il 1949 l'inclinazione abbia subito incrementi mediamente uguali a quelli degli anni precedenti, è possibile ricostruire un grafico con le variazioni di inclinazione della torre dal 1906 ad oggi.

Da tale grafico si può desumere il dato confortante che negli ultimi decenni l'inclinazione della torre ha subito incrementi notevolmente inferiori a quelli manifestatisi nei primi cinquanta anni del secolo.

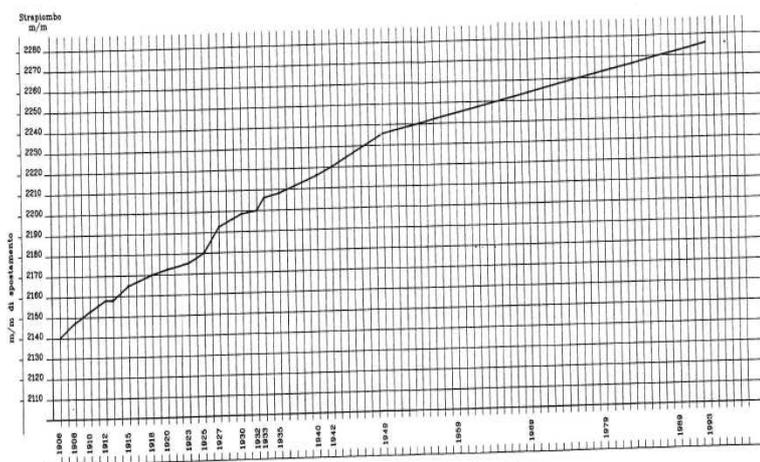


Fig. 16 Andamento dello strapiombo

In nuovo rilievo eseguito sulla Torre accenna ad una quantificazione della non rettilineità dell'asse così come dell'arretramento del secondo tronco, che porta ad assumere l'ipotesi di calcolo che l'asse della Torre sia costituito da due segmenti di retta, che si estendono – rispettivamente- dal piano campagna sino alla quota di 12.85 m e da 12.85 m sino alla sommità, aventi rispettivamente inclinazione 4.36° quello inferiore e 3.65° quello superiore; tali segmenti, agli estremi, non si raccordano, presentando uno scarto pari a 10 cm nella direzione di contropendenza.

Tale assunzione corrisponderebbe ad una misura dello strapiombo dato dal filo a piombo, a meno del fatto che la sospensione non avviene nel punto di sommità, pari a:

$$(0.70 + 1218.5) \sin (4.36^\circ) - 10.0 + 2505.5 \sin (3.65^\circ) = 92.7 - 10.0 + 159.5 = \mathbf{242.2 \text{ cm}}$$

Dal momento che, dalla lettura del pendolo, si è ricavata la misura di 237 cm, che ne è il 98%, l'ipotesi assunta appare essere a favore di sicurezza.

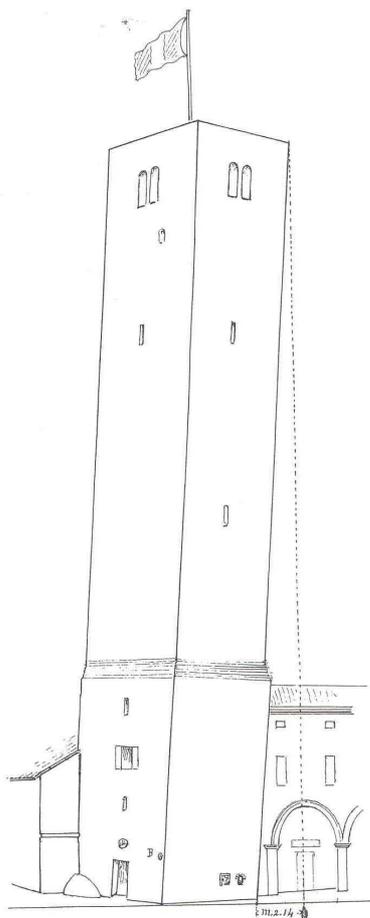


Fig. 17 Strapiombo all'angolo Nord-Ovest metri 2,14,
Disegno di Savini (1905)

2.2.2 Rilievo geometrico e principali caratteristiche strutturali

L'altezza originaria della Torre era pari a circa 38 metri, con sezione quadrata di lato variabile da 6.7 m alla base, a 6.14 m in sommità.

La struttura muraria è del tipo così detto “a sacco”, con pareti dello spessore di circa 2 m fino all'altezza di 5 m, comprendenti due sottili paramenti (esterno ed interno) di mattoni pieni spessi 12÷15 cm ed un riempimento tra i due paramenti costituito da frammenti di laterizi e malta debolmente legata e di modesta resistenza meccanica.

Procedendo verso l'alto la qualità, sia dei paramenti che del riempimento, migliora leggermente e lo spessore delle pareti diminuisce gradualmente in virtù di numerose piccole riseghe presenti all'interno, raggiungendo circa 50 cm in sommità.

Per quanto riguarda la geometria delle fondazioni, non è stato possibile per ovvie ragioni effettuare lo scavo previsto fino alla quota di base delle murature, ma dai carotaggi effettuati sembra confermata sostanzialmente la geometria riportata in precedenti rilievi. La Torre sembra cioè avere un blocco di fondazione di dimensioni in pianta di circa 8x8 m², poggiato alla quota di circa -5 m dall'attuale piano stradale su un tavolato di legno, a sua volta posato su una palificata.

2.2.3 Caratterizzazione delle murature

[8]

La caratterizzazione delle murature, svolta attraverso prove e rilievi in sito ed analisi di laboratorio, è stata articolata nelle seguenti fasi:

- Rilievo del quadro fessurativo, battitura con sclerometro delle superfici murarie e mappatura dello stato di degrado delle superfici interne ed esterne delle murature;
- Sondaggi a carotaggio continuo, orizzontali e sub-verticali, per determinare la successione e la composizione dei materiali costituenti le strutture murarie in elevazione e la geometria delle fondazioni;
- Ispezioni con sonda televisiva, all'interno dei fori di sondaggio realizzati, per migliorare le informazioni acquisite relative alle caratteristiche strutturali e per individuare le dimensioni delle discontinuità eventualmente presenti;
- Prove con martinetto piatto per la determinazione dello stato di sollecitazione delle strutture murarie;

- Prove con due martinetti piatti paralleli per la determinazione delle caratteristiche di deformabilità delle strutture murarie;
- Analisi di laboratorio chimico-fisiche dei campioni di malta coerente e di materiale incoerente prelevati;

Il rilievo del quadro fessurativo è stato eseguito a vista diretta a distanza ravvicinata, mediante calate in corda doppia effettuate con l’assistenza di guide alpine nelle zone difficilmente accessibili.

Contestualmente al rilievo del quadro fessurativo è stato eseguito il rilievo dello stato di degrado che ha comportato la localizzazione delle zone che presentano i più consistenti fenomeni di ammaloramento, riferiti soprattutto al distacco dei paramenti superficiali del nucleo e della muratura a sacco. Tale indagine è stata effettuata tramite battitura con sclerometro delle superfici murarie. Sono stati infine i fenomeni di degrado presenti, soprattutto in relazione all’alterazione del laterizio, valutandone l’estensione e fotografandone i particolari più significativi.



Fig. 18 Indagini diagnostiche sulle murature

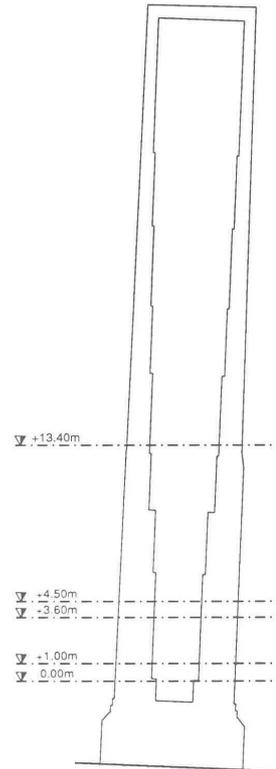
Lo scopo dei sondaggi a carotaggio continuo è stato invece l'analisi dei materiali costituenti la muratura per determinare spessore dei paramenti murari, successione dei materiali costituenti e caratteristiche fisiche, strutturali, composizionali e litologiche dei materiali estratti.

Tali sondaggi sono stati realizzati con carotatrice ad avanzamento manuale e raffreddamento con circolazione d'acqua. Nelle strutture murarie di fondazione sono stati realizzati sondaggi sub-verticali mentre nelle strutture murarie in elevazione i sondaggi sono stati effettuati in direzione orizzontale.

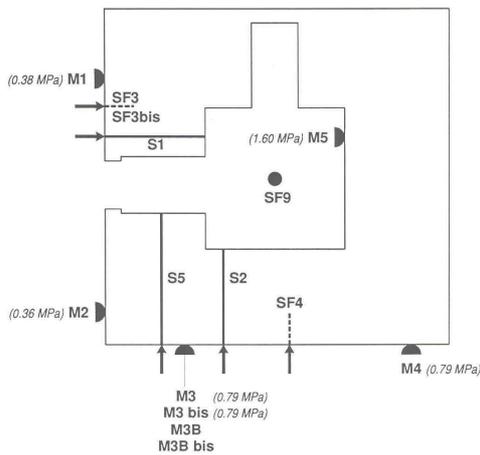
I fori di sondaggio sono stati ispezionati successivamente con sonda televisiva a colori, con particolare riguardo all'individuazione ed al dimensionamento di eventuali discontinuità e cavità presenti nella struttura muraria. L'attrezzatura di prova è costituita da un sistema Videopac, composto da un video processore che trasforma il segnale elettrico proveniente dalla sonda in un segnale video che viene a sua volta visualizzato sul monitor a colori.

Per quanto concerne le prove con martinetti piatti, sono stati impiegati martinetti rettangolari di dimensioni pari a 400x200x10 mm e le misure sono state effettuate utilizzando un estensimetro meccanico rimovibile ed una serie di basi di misura realizzate mediante incollaggio di piastrine di acciaio invar.

In figura è riportato lo schema dello sviluppo verticale della Torre, con riportate le quote delle sezioni in cui sono state ubicate le indagini. Le prove sul lato esterno delle murature sono state effettuate in corrispondenza di tre sezioni, rispettivamente alle quote +1.00 m, +3.60 m e +13.40 m. le prove sul lato interno delle murature sono state invece eseguite in corrispondenza della sezione a quota +1.00 m e di una sezione posta alla quota +4.50 m.



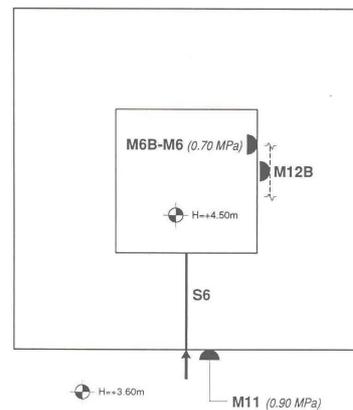
SEZIONE ORIZZONTALE DELLA TORRE
A QUOTA +1.00m
Ubicazione dei punti di indagine



LEGENDA

- S8 → SONDAGGIO ORIZZONTALE
- SF4 → SONDAGGIO SUB-VERTICALE
- (0.36 MPa) M2 → PROVA CON MARTINETTO PIATTO
- M2B → PROVA CON DUE MARTINETTI PIATTI PARALLELI

SEZIONE ORIZZONTALE DELLA TORRE
A QUOTA DA +3.60m a +4.50m
Ubicazione dei punti di indagine



LEGENDA

- S8 → SONDAGGIO ORIZZONTALE
- SF4 → SONDAGGIO SUB-VERTICALE
- (0.36 MPa) M2 → PROVA CON MARTINETTO PIATTO
- M2B → PROVA CON DUE MARTINETTI PIATTI PARALLELI

Fig. 19 Ubicazione dei sondaggi

Risultati delle prove in sito

L'osservazione del quadro fessurativo delle torre non evidenzia la presenza di fessure di recente formazione. Le lesioni più significative sono localizzate nella parte alta della Torre, soprattutto in prossimità dello spigolo Nord-Ovest che risulta essere la direzione di massima pendenza, ma, pur avendo apertura di dimensioni dell'ordine del centimetro, non appaiono di recente formazione. Lo spigolo è interessato anche, a quote inferiori, dalla presenza di altre lesioni indicate da numerosi mattoni fessurati con una certa continuità, oltre che, ad una quota compresa fra i 10 e 13 m, da lesioni accompagnate da un grave degrado della muratura, evidenziato dalla mancanza di malta nei giunti fra i mattoni e da un elevato fenomeno di distacco del paramento corticale della muratura a sacco rispetto al nucleo interno. Altre lesioni, di minore rilievo, sono presenti in corrispondenza degli architravi e delle spalle di alcune aperture e sono accompagnate da lacune e da un marcato degrado superficiale della muratura stessa.

Nella parte alta della Torre sono presenti alcune lesioni sulla muratura interna, che sono tuttavia da imputare alla presenza delle travi in legno per il supporto della campana o dei solai.

Nella zona bassa della Torre la muratura interna mostra i segni di numerosi interventi eseguiti nel tempo, in particolare al piano terra sui lati Nord ed Ovest sono state asportate grosse porzioni di muratura corticale, poi ripristinate senza però renderle solidali con il resto della muratura.

Mediante battitura effettuata per mezzo dello sclerometro è stato possibile evidenziare come in ampie zone della Torre il paramento superficiale risulti staccato dal nucleo interno. La zona più degradata appare essere la muratura posta ad una quota inferiore a circa 3 m dal piano di calpestio, dove il paramento corticale non è solidale con la muratura interna ed appare in alcuni punti molto allentato e caratterizzato da una tessitura piuttosto irregolare. La situazione migliora sensibilmente fino alla quota della prima rastremazione esterna, a circa 12 metri, e migliora in modo considerevole da qui fino in sommità, zona in cui il paramento si presenta molto più regolare e ben ammorsato al nucleo interno sui lati Est e Sud.

Il degrado superficiale osservato sulle murature è elevato su tutti i paramenti ed è accompagnato da fenomeni di esfoliazione con conseguente caduta di porzioni di laterizio. Altri fenomeni significativi sono collegati alla mancanza di malta nei giunti in

più punti ed alla mancanza di mattoni in molte zone lungo i quattro spigoli, più frequentemente nella parte alta.

La muratura di fondazione presenta caratteristiche molto scadenti, analoghe per lo più a quelle del riempimento della muratura in elevazione presente nella parte bassa della torre, essendo costituita da frammenti di mattoni e da malte quasi completamente prive di legante. Fino ad una profondità di 5 metri dal piano di calpestio non è stata rilevata la presenza di zatteroni o palificate in legno di fondazione.

La muratura in elevazione è stata realizzata a sacco, con paramenti murari di spessore variabile fra i 10 e i 15 cm; i mattoni sono disposti in file orizzontali e parallele tra loro, con corsi di malta aventi spessore variabile da 1.0 a 3.0 cm.

Nella parte bassa il paramento si presenta messo in opera in modo poco ordinato ed il riempimento è costituito da materiale molto scadente e con malta generalmente priva di legante. Ad una quota superiore ai 12 m la muratura presenta invece paramenti corticali esterni ed interni molto più regolari nella posa in opera ed un riempimento composto da frammenti di mattoni di grosse dimensioni, posti in opera in modo accurato e con malta molto consistente.

Le prove con martinetti piatti singoli, eseguite nei punti di indagine precedentemente riportate, hanno fornito i seguenti risultati:

N. PROVA	DIMENSIONI MARTINETTO (mm)	UBICAZIONE DEI PUNTI DI PROVA	TIPO DI MURATURA	VALORE DI SOLLECITAZIONE RILEVATO (MPa)
M1	400x200x10	par. est. quota + 1.00 m	laterizio	0.38
M2	400x200x10	par. est. quota + 1.00 m	laterizio	0.36
M3	400x200x10	par. est. quota + 1.00 m	laterizio	0.79
M3bis	240x120x10	par. est. quota + 1.00 m	laterizio	0.83
M4	400x200x10	par. est. quota + 1.00 m	laterizio	0.79
M5	400x200x10	par. int. quota + 1.00 m	laterizio	0.18
M6	400x200x10	par. int. quota + 4.50 m	laterizio	0.70
M7	400x200x10	par. est. quota +13.40 m	laterizio	0.35
M8	400x200x10	par. est. quota +13.40 m	laterizio	0.62
M9	400x200x10	par. est. quota +13.40 m	laterizio	0.72
M10	400x200x10	par. est. quota +13.40 m	laterizio	0.76
M11	400x200x10	par. est. quota + 3.70 m	laterizio	0.90

Tab. 1 Risultati delle prove con martinetti singoli

Dalle prove effettuate è possibile osservare come i livelli di sollecitazione siano più alti per i lati nord ed ovest, cioè per la zona in sottopendenza, sia sul lato esterno che su quello interno.

Per quanto riguarda il paramento esterno, i risultati hanno evidenziato la presenza di tensioni di circa **8.0-8.3 kg/cm² alla base della torre nella zona più compressa e di circa 3 kg/cm² nella zona meno compressa.**

È da rilevare come nelle sezioni esaminate non sia stato rilevato un andamento lineare delle tensioni ma viceversa si sia riscontrato un abbattimento dei valori massimi.

Mediante le prove condotte con martinetti piatti paralleli i campioni di muratura sono stati sottoposti a cicli di carico e scarico, protratti fino a livelli massimi di sollecitazione gradualmente crescenti, consentendo di determinare i moduli di deformabilità, calcolati nella prima fase di ogni ciclo di carico in corrispondenza della base di misura centrale:

N. PROVA	UBICAZIONE DEI PUNTI DI PROVA	E	E	E	E	E	SOLL. MAX. RAGG.
		.4-.8 (MPa)	.8-1.2 (MPa)	1.2-1.6 (MPa)	1.6-2.0 (MPa)	2.0-2.4 (MPa)	
M3B	mur. est. + 1.00	--	--	--	--	--	2.00
M3Bbis	mur. est. + 1.00	2900	4000	3300	3300	3600	2.40
M6B	mur. int. + 4.50	3100	2200	750	--	--	1.80
M8B	mur. est. +13.40	3300	4400	4000	3300	1400	2.40
M12B	riempim. + 4.50	300*	130**	--	--	--	0.80

Tab. 2 Risultati delle prove con martinetti doppi

Le prove eseguite hanno evidenziato che la muratura sul lato esterno mostra un comportamento lineare fino ad elevati livelli di sollecitazione, mentre sia la muratura interna che, come prevedibile, il riempimento della muratura a sacco, mostrano un comportamento deformativo non lineare già per bassi livelli di sollecitazione.

Infine, su tutti i campioni di malta analizzati sono state eseguite indagini chimiche che hanno portato a concludere che i campioni prelevati sono costituiti da malta di calce magnesica debolmente idraulica con aggregato siliceo.

In conclusione, la dettagliata analisi in sito condotta ha evidenziato che fino ad un'altezza di circa 10 metri la torre è costituita da pareti di circa due metri di spessore con fodere di circa 15 cm in mattoni e riempimento quasi esclusivamente in malta povera di legante (la malta costituente il riempimento si è completamente disgregata per la sola azione di carotaggio con acqua).

La parte più alta ha invece un riempimento costituito da malta e scaglie di mattoni che, se pure di modesta resistenza, appare quanto meno migliore di quello della parte inferiore.

Le prove effettuate con coppie di martinetti piatti hanno fornito un **valore medio della resistenza delle fodere in muratura di circa 15-20 kg/cm²**. La resistenza del riempimento della **parte bassa**, che per prudenza è stata determinata con un'unica prova, è risultata pari a circa **8 kg/cm²**.

Per quanto riguarda il basamento interrato, i carotaggi hanno evidenziato la presenza di un riempimento con impiego di malta simile a quella della parte inferiore della Torre, reso ancora più instabile dalla presenza di numerose lacune proprio nelle zone di oscillazione della falda, che è stata individuata a circa 1 m dal piano strada. Non è stato possibile effettuare prelievi di materiale, data l'inconsistenza dell'impasto.

A circa due metri di profondità è stata rilevata la presenza di un doppio strato di grosse lastre di pietra, probabilmente poste in opera quale strato di ripartizione e di collegamento all'interno della fondazione.

2.2.4 Valutazione numerica degli stati tensionali

[9]

Sulla base del rilievo della geometria della Torre, è stato effettuato un calcolo preliminare degli stati tensionali esistenti originati dal peso proprio, dal vento e dall'interazione con gli edifici limitrofi, valutati nelle sezioni più emblematiche.

Per questo sono state adottate alcune ipotesi connesse con la natura analitica di questo processo, in particolare:

- conservazione delle sezioni piane
- solido omogeneo (omogeneizzando il riempimento a cortecchia di bordo)

I primi risultati prodotti dall'indagine sperimentale hanno messo in luce che, siccome la Torre iniziò ad inclinarsi già in fase di costruzione, da una certa quota in poi fu compensato all'inclinazione in atto, mettendo in opera corsi di mattoni così da realizzare una contropendenza, e – ad una certa quota- anche un arretramento della parte in costruzione rispetto a quella già edificata.

Questa osservazione ha messo in evidenza come, pur permanendo una situazione tensionale preoccupante, anche alla luce della reale natura della muratura evidenziata dai carotaggi, ad ogni modo non si abbiano nel fusto della Torre parzializzazioni teoriche, fatto questo confermato anche dai risultati delle prove con i martinetti piatti.

Le indagini di laboratorio su campioni prelevati in sito hanno consentito anche di ottenere un valore considerato attendibile di *1800 kg/m³ per il peso specifico* da considerare nei calcoli.

Viceversa, sul coefficiente di omogeneizzazione tra cortecchia e riempimento, non è stato possibile orientarsi verso un valore sufficientemente attendibile quindi i calcoli sono stati effettuati assumendo per tale coefficiente alternativamente il valore di 1.2 e 4.

Alla luce dei carotaggi, così come dei moduli di deformabilità misurati con i martinetti piatti, la muratura appare essere ben lungi dall'essere un solido continuo, omogeneo, isotropo ed isoresistente: trattasi infatti di muratura a sacco della peggior specie.

In tal senso è parso opportuno considerare che la muratura del primo tronco è costituita da una cortecchia perimetrale collocata sia all'interno che all'esterno della parete muraria, avente spessore di 15 cm per parte, e da un riempimento interno caratterizzato

da un modulo di elasticità 2 volte inferiore a quello della corteccia di bordo, ovvero 4 volte inferiore. Inoltre i due diversi materiali sono impediti tra loro di scorrere.

Tale considerazione, assunta come ipotesi di calcolo, permette di omogeneizzare il riempimento a corteccia, riducendone l'area; in tal modo operando si cerca di attribuire alla corteccia esterna quel maggior cemento che a-priori, ma anche a-posteriori alla luce dei risultati dei martinetti piatti, sembrerebbe esistere.

Va anche precisato che l'aver assunto il non scorrimento tra i due materiali è certamente una conseguenza dell'ipotesi assunta da tenere presente nell'analisi dei risultati poiché, se da un lato semplifica drasticamente i calcoli, dall'altro implica un impegno strutturale della corteccia esterna che potrebbe essere superiore a quello reale. I calcoli sono stati quindi sviluppati tenendo in considerazione le fasi costruttive della torre, individuando l'effettiva messa in carico dei materiali e, di conseguenza, le tensioni di aderenza che vengono mobilitate per impedire lo scorrimento.

Per quanto riguarda l'asse delle Torre, nei calcoli si è assunto che questo sia costituito da due segmenti di retta che si estendono rispettivamente dal piano campagna fino alla quota di 12.85 m e da 12.85 m sino alla sommità, aventi rispettivamente inclinazione 4.36° quello inferiore e 3.65° quello superiore; tali segmenti, agli estremi, non si raccordano, presentando uno scarto pari a 10 cm nella direzione di contropendenza. A questa assunzione corrisponde (come già mostrato) uno strapiombo di 242.2 cm.

Sulla base di queste considerazioni, si è per tanto proceduto al calcolo delle aree delle sezioni trasversali considerate (comprehensive di eventuali aperture), dei volumi e quindi del peso. È stato considerato nei calcoli un fusto della torre a sezione costante, dalla base sino alla quota di 12.5 m, avente dimensioni 6.7x6.7 m ; da lì sino alla sommità, la sezione decresce gradualmente fino a diventare 6.12x6.12 m.

CALCOLO DELLE AREE	CALCOLO DEI VOLUMI
<p>0 → 2,00 m: si ha il vano del portone ed un altro vano (forse la vecchia porta d'ingresso): $6,70^2 - 2,72^2 - 1,99 \times 1,25 - 1,70 \times 0,80 = 33,644 \text{ m}^2$</p> <p>2,00 → 3,00 m: $6,70^2 - 2,72^2 - 1,99 \times 1,25 = 35,0 \text{ m}^2$</p> <p>3,00 → 6,04 m: $6,70^2 - 2,72^2 = 37,5 \text{ m}^2$</p> <p>6,04 → 9,60 m: si ha la finestra, visibile da via III Giugno $\implies 6,70^2 - 3,08^2 - 1,75 \times 1 = 33,65 \text{ m}^2$</p> <p>9,60 → 12,15 m: $6,70^2 - 3,78^2 = 30,60 \text{ m}^2$</p> <p>12,15 → 12,95 m: si hanno varie, piccole, lesene sull'esterno della Torre $\implies 6,58^2 - 3,88^2 = 28,24 \text{ m}^2$</p> <p>12,95 → 17,55 m: $6,46^2 - 3,98^2 = 25,89 \text{ m}^2$</p> <p>17,55 → 21,35 m: $6,34^2 - 4,10^2 = 23,39 \text{ m}^2$</p> <p>21,35 → 25,90 m: $6,29^2 - 4,21^2 = 21,84 \text{ m}^2$</p> <p>25,90 → 30,10 m: $6,23^2 - 4,27^2 = 20,58 \text{ m}^2$</p> <p>30,10 → 32,82 m: $6,20^2 - 4,56^2 = 17,65 \text{ m}^2$</p> <p>32,82 → 33,82 m: $6,14^2 - 4,66^2 = 15,98 \text{ m}^2$</p> <p>33,82 → 35,82 m: si hanno 4 finestre ad "apertura doppia" $\implies 6,14^2 - 4,66^2 - 4 \times (0,82 \times 1,5) = 11,06 \text{ m}^2$</p> <p>35,82 → 37,72 m: $6,14^2 - 4,66^2 = 15,98 \text{ m}^2$</p> <p>37,72 → 38,39 m: copertura $\implies 6,12^2 = 37,45 \text{ m}^2$ Questo valore, per di più assimilato a muratura, - forse - sovrastima questo tratto; d'altra parte il rilievo preesistente, su questo tratto, presenta incertezze.</p>	<p>0,00 → 2,00 m: 67,3 m³</p> <p>2,00 → 3,00 m: 35,0 m³</p> <p>3,00 → 6,04 m: 114,0 m³</p> <p>6,04 → 9,60 m: 119,8 m³</p> <p>9,60 → 12,15 m: 78,0 m³</p> <p>12,15 → 12,95 m: 22,6 m³</p> <p>12,95 → 17,55 m: 117,5 m³</p> <p>17,55 → 21,35 m: 88,9 m³</p> <p>21,35 → 25,90 m: 98,2 m³</p> <p>25,90 → 30,10 m: 84,9 m³</p> <p>30,10 → 32,82 m: 46,8 m³</p> <p>32,82 → 33,82 m: 16,0 m³</p> <p>33,82 → 35,82 m: 22,1 m³</p> <p>35,82 → 37,72 m: 30,4 m³</p> <p>37,72 → 37,85 m: 20,2 m³</p> <p>\implies Volume = 961,7 m³</p>

Tab. 3 Calcolo delle aree delle sezioni trasversali e dei volumi

Le tensioni sono state poi calcolate nelle sezioni di rastremazione (considerando il fuori piombo dalla sezione alla quota 25.9 m dal p.c.), con valori variabili del coefficiente di omogeneizzazione, ottenendo risultati che possono essere semplicemente riassunti in tabella:

Quota	Omogeneizzazione = 1			Omogeneizzazione = 2			Omogeneizzazione = 4				
	corteccia	riempimento		corteccia	riempimento		corteccia	riempimento			
33,82	1,18	•		1,18	•		1,18	•			
33,80	0,81	•		0,81	•		0,81	•			
30,10	1,38	•		1,38	•		1,38	•			
29,50	1,9±0,3=	2,2	•	1,9±0,3=	2,2	•	1,9±0,3=	2,2	•		
		1,6			1,6			1,6			
21,35	2,6±0,5=	3,2	•	2,6±0,5=	3,2	•	2,6±0,5=	3,2	•		
		2,1			2,1			2,1			
17,55	3,1±0,8=	3,9	•	3,1±0,8=	3,9	•	3,1±0,8=	3,9	•		
		2,4			2,4			2,4			
12,95	3,7±1,1=	4,8	3,7±1,1=	6,0±2,0=	8,0	3,0±1,1=	4,1	10,8±2,8=	13,6	2,5±0,6=	3,1
		2,6			2,6				4,0		1,9
6,04	4,0±1,0=	5,0	4,0±0,9=	6,8±2,0=	8,9	3,4±1,0=	4,4	10,7±2,7=	13,4	2,7±0,8=	3,4
		3,0			3,1				4,9		2,4
4,00	3,9±1,3=	5,2	3,9±1,2=	6,4±2,2=	8,5	3,2±1,1=	4,3	10,9±3,3=	14,2	2,7±0,8=	3,6
		2,6			2,7				4,2		2,1
2,00	4,8±1,5=	6,1	4,8±1,4=	8,9±2,5=	11,8	4,5±1,1=	5,5	13,1±3,8=	16,5	3,3±0,9=	4,1
		3,3			3,4				6,5		3,4
0,00	5,1±2,4=	7,3	5,1±2,3=	9,6±3,9=	13,2	4,8±1,8=	6,5	14,1±6,1=	19,7	3,5±1,4=	4,8
		2,8			2,9				5,7		3,0
I valori rappresentano la tensione media e il massimo della tensione a “farfalla”, espresse in kg/cm ² (positive se di compressione)											
Per la calcolazione è stato assunto il valore di peso specifico di 1800 in kg/m ³											

Tab. 4 Sintesi del calcolo delle tensioni nelle sezioni di rastremazione

I valori ottenuti dal calcolo, eseguito ricordiamo considerando l’ipotesi di comportamento lineare dei materiali e conservazione delle sezioni piane, possono essere confrontati con i risultati delle indagini in sito con martinetti piatti.

Facendo riferimento ad esempio alla sezione di base: dal confronto risulta evidente come le ipotesi fatte per il calcolo non possono risultare pienamente soddisfatte né con l’ipotesi di materiale omogeneo (coefficiente di omogeneizzazione pari ad 1), né con

l'ipotesi di materiale con diverse caratteristiche di deformabilità. Una ragionevole corrispondenza di può trovare se si ipotizza la presenza di materiali diversi tra il riempimento e il paramento esterno con un **rapporto di omogeneizzazione circa uguale a 1.5** e se si giustifica l'abbattimento delle tensioni rilevate sperimentalmente con l'inizio di una fase plastica nelle zone più compresse del paramento esterno. In base a tali ipotesi le tensioni nel riempimento dovrebbero essere dell'ordine di circa 7.5 kg/cm^3 , cioè molto prossime a quelle di rottura.

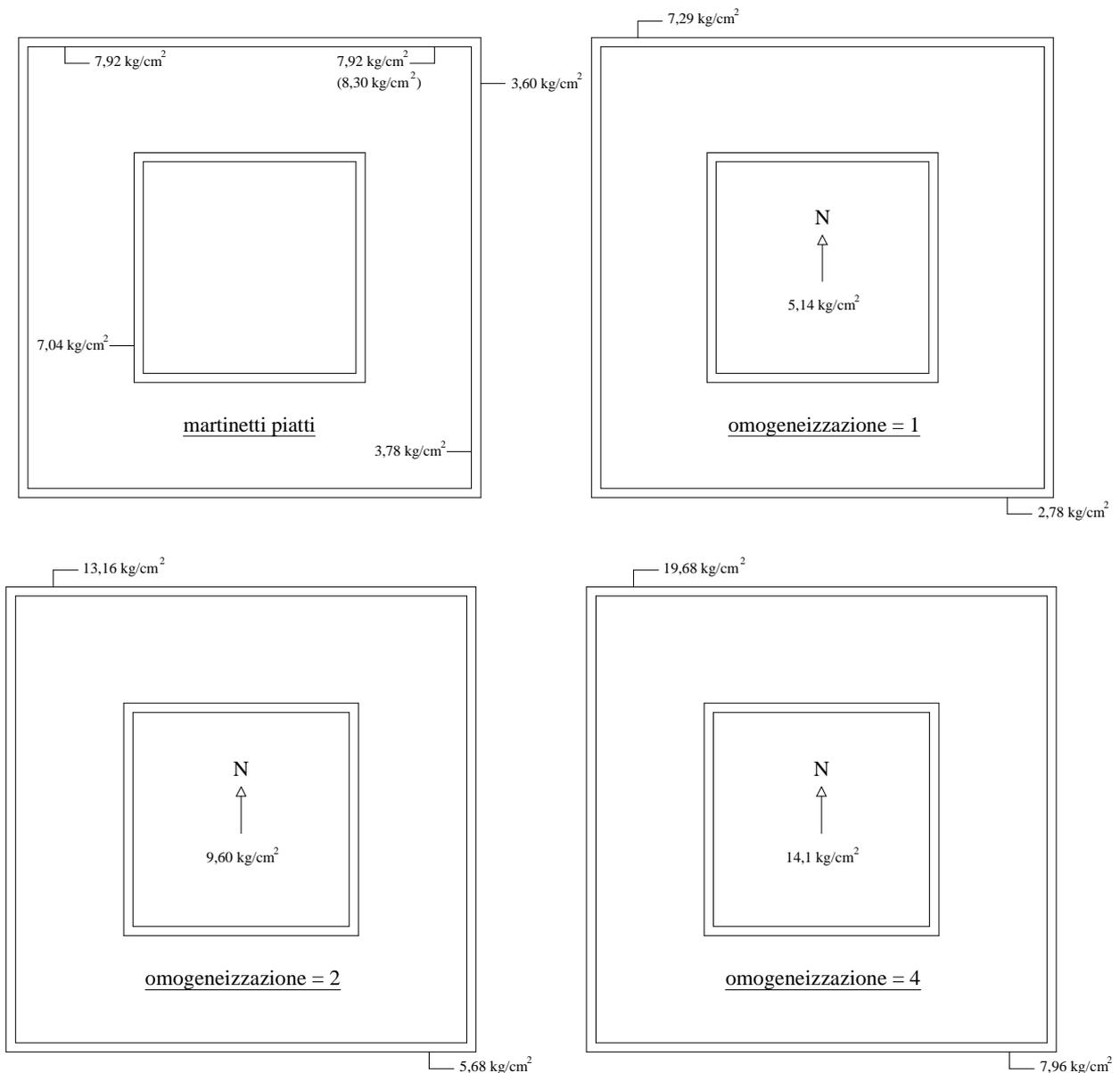


Fig. 20 Confronto fra dati ottenuti da prove in situ e calcolazioni teoriche

Tali considerazioni, che scaturiscono dal confronto tra gli stati tensionali rilevati e i valori delle tensioni di collasso, non possono che convergere nel delineare una situazione di estrema gravità caratterizzata da imponderabili margini di sicurezza.

La maggiore resistenza a rottura del paramento esterno rispetto agli stati tensionali rilevati non costituisce infatti, per la estrema sottigliezza del paramento, elemento sul quale fare affidamento, dato il grave pericolo di fenomeni di instabilità di questo, a fronte di espansione laterale provocata dal collasso per schiacciamento del riempimento. Per quanto riguarda ugualmente il valore di 8 kg/cm^2 della resistenza del riempimento interno (che costituisce in pratica più dell'80% della superficie resistente) se pure non può essere considerato molto significativo perché ottenuto con un'unica prova, tuttavia sembra congruo, per analogia, date le caratteristiche chimico-fisiche del materiale. Come già rilevato tale valore di rottura è in pratica coincidente con i valori degli stati tensionali rilevati e con quelli comunque necessari per l'equilibrio, nel caso teorico che la Torre fosse costituita interamente da un materiale ad uguale comportamento meccanico.

2.2.5 Fondazione

Informazioni indirette circa la forma ed il tipo di fondazione sono deducibili dai rilievi del 1949 operati dall'Ufficio Tecnico del comune di Ravenna.

Da questi dati, la fondazione sembra essere costituita da un allargamento della muratura del 1° livello che porta la superficie di appoggio torre-terreno alla dimensioni di $7.72 \times 7.72 \text{ m}$, alla quota di $\approx 5.00 \text{ m}$ dal p.c. . L'allargamento in questione risulta, a partire dalla quota di -1.24 m dal piano campagna, pieno, quindi senza un vuoto centrale che caratterizza invece la parte in elevazione della Torre. Tale vuoto risulta riempito di terra dalla quota 0.00 alla quota -1.24 . Al di sotto della fondazione, inoltre, sembra essere presente anche una palificata.

I più recenti sondaggi eseguiti nel 1993 (di cui in figura si riportano le colonne stratigrafiche ottenute), sembrano essere in accordo le informazioni già note in precedenza: in particolare è confermata, e non poteva essere diversamente, la presenza di pali in legno al di sotto della fondazione.

La situazione del basamento di fondazione, pur essendo le informazioni sperimentali su tale parte della torre minori rispetto a quelle disponibili per la parte in elevazione,

appare forse più grave ed incerta per la presenza di un ammasso di materiale di modeste qualità meccaniche, di cavità di cui non si può avere un quadro di certezze circa la qualità, dimensione e dislocazione e per la presenza di acqua.

La muratura di fondazione risulta pertanto essere caratterizzata da un forte impoverimento delle malte, forse per effetto del dilavamento, che ha condotto ad un vero e proprio sistema di vuoti, anche di discrete dimensioni, forse continui, nella muratura.

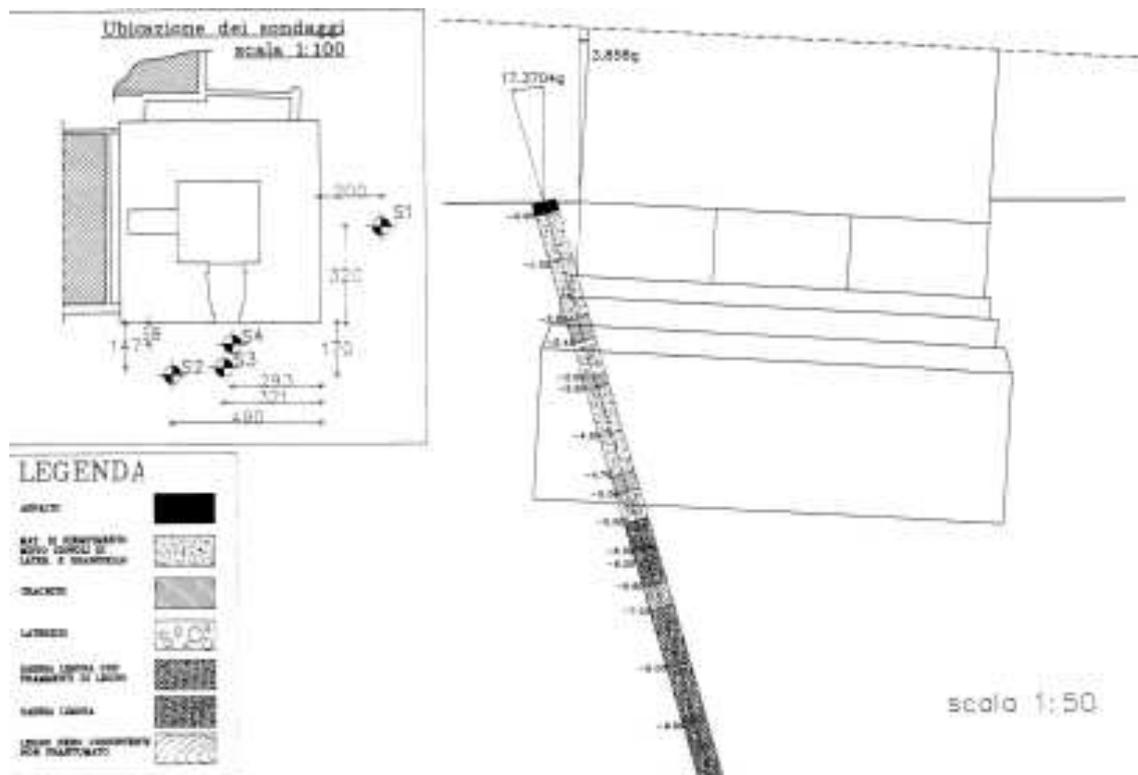


Fig. 21 Colonna stratigrafica con foro di sondaggio inclinato

Anche per il basamento pertanto gli stati tensionali, dello stesso ordine di grandezza di quelli della muratura sovrastante, appaiono prossimi a valori estremi di resistenza, pur evocando un effetto di confinamento del materiale attuato dal terreno circostante, proprio per la diffusa presenza di ampie cavità che consentirebbero, in caso di collasso del materiale, una sorta di implosione.

2.2.6 Caratterizzazione del terreno di fondazione

[10]

L'area di studio fa parte dell'insediamento urbano della città di Ravenna ed è perciò situata nella fascia della Riviera Adriatica interessata soprattutto da fenomeni sia di deposizione marina che di alluvioni. In particolare risulta da studi recenti che Ravenna poggia su terreni di recente origine alluvionale, al di sotto dei quali è presente una coltre di sedimenti sabbiosi d'origine marina.

Durante lo scavo dei sondaggi è stata sempre rilevata la presenza della *falda freatica*, la cui profondità è valutabile pari a *1.5 m al di sotto del piano campagna attuale*.

[11]

La campagna geognostica condotta è consistita in quattro sondaggi a carotaggio continuo, mediante l'uso di macchina cingolata, tutti realizzati a ridosso dei due lati della costruzione ed in una zona piuttosto ristretta, con profondità delle verticali esplorate tutte comprese tra 10 e 20 m dall'attuale piano stradale.

La posizione dei sondaggi viene riportata in figura:

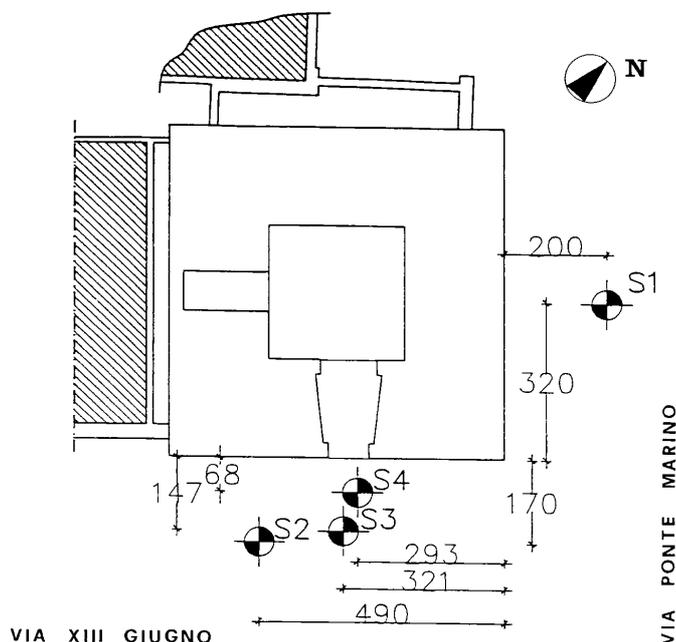


Fig. 22 Ubicazione in pianta dei sondaggi

Per verificare il grado di addensamento e di consistenza dei litotipi attraversati, sono state eseguite anche 7 prove Standard Penetration Test (SPT) in foro di avanzamento. Infine sono stati prelevati 9 campioni indisturbati sui quali eseguire le analisi di laboratorio. A partire dai risultati dei sondaggi dei sondaggi, è stato possibile effettuare numerose osservazioni in merito alla stratigrafia dell'area di studio.

Fino alla progressiva di 2.10 m del p.c. è stata riscontrata la presenza di materiale costituito da argilla sabbiosa gialla e bruna con pezzi di mattone e pietrisco, costituente quindi una sorta di materiale di riempimento disposto intorno alla Torre.

Dopo di che (e fino alla profondità di 5.30 m dal p.c.) si ha una chiara visione della fondazione vera e propria della Torre, segnalata dalla presenza di trachite, mattoni legati con calce, arenaria e porfirite. Segue poi il materiale originario in posto, dato da argilla limo sabbiosa.

Appare dunque evidente che esiste uno strato più superficiale, la cui profondità è valutabile mediamente fino a 5 m dal p.c., costituito o dall'opera di fondazione vera e propria o da materiale misto di riempimento posto all'intorno della torre stessa. Un'altra osservazione possibile è quella secondo cui al di sotto di circa 10 m dal p.c. esiste sempre uno strato costituito da sabbia fine grigia, che rappresenta il livello più profondo della stratigrafia evidenziata nell'area in esame.

Per lo strato intermedio compreso indicativamente tra le profondità 5 e 10 m dal p.c. si può osservare innanzitutto che quasi ovunque è stata riscontrata la presenza di pezzi di legno; il che avvalorava l'ipotesi secondo cui prima di iniziare la costruzione della torre il terreno posto sotto il piano di fondazione fu consolidato mettendo in opera per battitura dei pali di legno.

Sostanzialmente si può schematizzare la realtà di questo strato intermedio affermando che a Nord delle Torre è presente un materiale principalmente coesivo e compressibile, mentre a Sud, data la presenza di una maggiore quantità di sabbia, si ha un terreno più permeabile e meno deformabile.

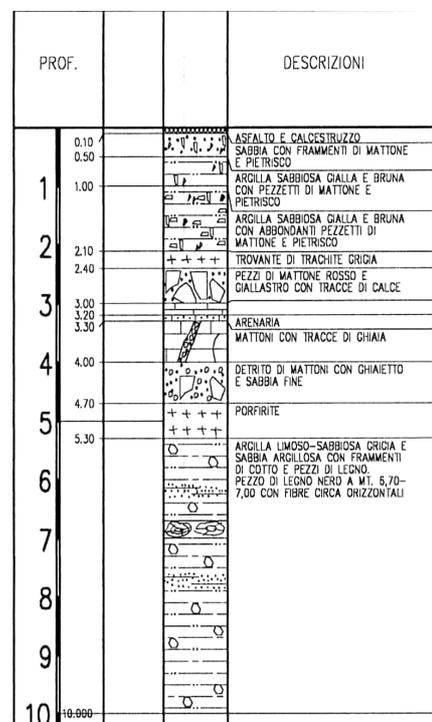


Fig. 23 Stratigrafia tipo

Tale particolare può spiegare, almeno in parte, la situazione attuale della Torre che vede un notevole strapiombo principalmente nella direzione Nord-Ovest.

Le argomentazioni fatte fin qui suggeriscono, nonostante l'area in esame sia abbastanza ristretta, di non riferirsi ad un'unica stratigrafia media del sito, ma piuttosto di rappresentare la reale stratificazione riscontrata, ispirandosi ad un modello stratigrafico organizzato in due stratigrafie medie seguenti:

- stratigrafia sud:

strato 1 (da quota 0.00 m a -5.00 m dal p.c.) costituito dall'opera di fondazione vera e propria da materiale vario di riempimento;

strato 2 (da quota -5.00 m a -9.50 m dal p.c.) costituito prevalentemente da argilla limosa sabbiosa e sabbia argillosa con frammenti di cotto;

strato 3 (al di sotto di -9.50 m dal p.c.) costituito da sabbia fine limosa di colore grigio;

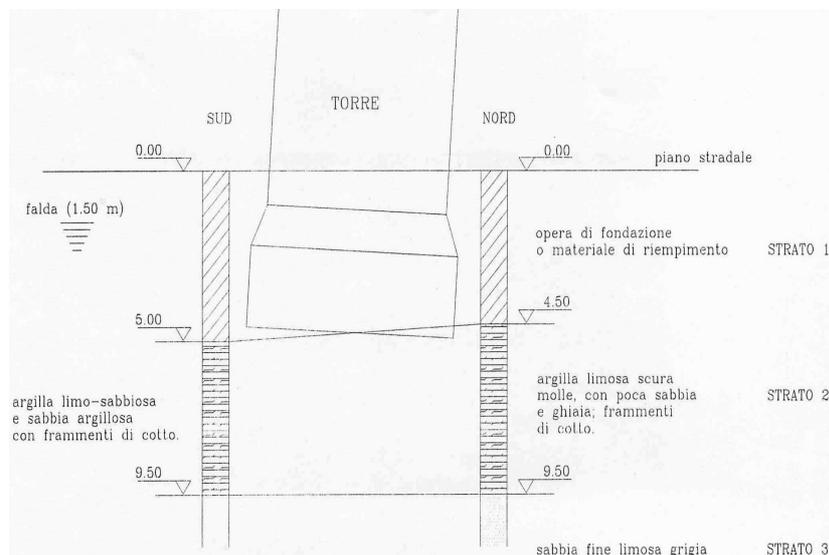
- stratigrafia nord:

strato 1 (da quota 0.00 m a -4.50 m dal p.c.) costituito dall'opera di fondazione vera e propria da materiale vario di riempimento;

strato 2 (da quota -4.50 m a -9.50 m dal p.c.) costituito prevalentemente da argilla limosa di colore scuro e consistenza molle, con sporadica presenza di sabbia e ghiaia e frammenti di cotto;

strato 3 (al di sotto di -9.50 m dal p.c.) costituito da sabbia fine limosa di colore grigio;

La schematizzazione utilizzata prevede quindi due stratigrafie tipo, le quali si differenziano unicamente per lo spessore e le caratteristiche geotecniche dello strato 2.



Caratterizzazione geotecnica, stratigrafia sud (strato 2)

- PESO DI VOLUME

Attingendo ad analisi di laboratorio può assumersi come valore di riferimento

$$18.2 \text{ kN/m}^3$$

- RESISTENZA A TAGLIO IN CONDIZIONI NON DRENATE

$$c_u = 35 \text{ kPa}$$

- RESISTENZA A TAGLIO IN CONDIZIONI DRENATE

L'angolo di attrito interno Φ' può essere valutato riferendosi sia alle analisi di laboratorio che ai risultati delle prove SPT. Per lo strato in esame si assume mediamente un valore dell'angolo di attrito interno pari a

$$\Phi' = 26^\circ$$

- MODULO EDOMETRICO

Costituisce il rapporto tra l'incremento di tensione verticale effettiva e l'incremento di deformazione volumetrica, in prova di compressione con espansione laterale impedita. Esso non è una costante del materiale ma varia con il livello tensionale raggiunto.

Applicando la relazione $M_{(i,i+1)} = \frac{\sigma'_{v(i+1)} - \sigma'_{v(i)}}{e_{(i)} - e_{(i+1)}} \cdot (1 + e_0)$ si ricava la variazione del

modulo edometrico in funzione degli incrementi di pressione verticale effettiva:

σ'_v (kPa)	e (-)	M (MPa)
25	0.994	4.54
50	0.983	6.53
99	0.968	9.00
198	0.946	10.42
396	0.908	22.05
793	0.872	24.77
1586	0.808	32.69
3172	0.711	

$M_{(i,i+1)}$ valore del modulo edometrico tra le pressioni
i-esima e (i-1)-esima
 σ'_v pressione verticale effettiva
e indice dei vuoti

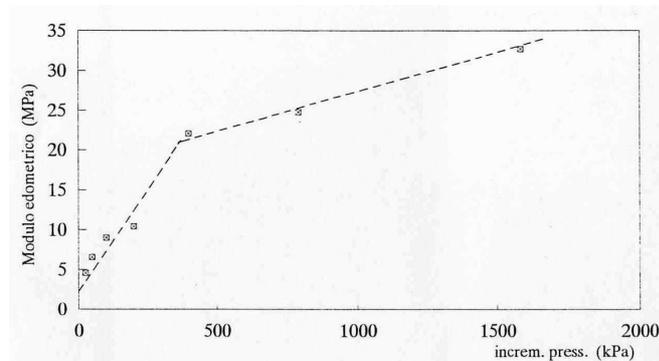


Fig. 24 Modulo edometrico- incrementi di pressione

Tab. 5 Determinazione del modulo edometrico

Caratterizzazione geotecnica, stratigrafia nord (strato 2)

Purtroppo in questo caso non sono disponibili risultati di prove in sito e di laboratorio. Per poter eseguire la caratterizzazione di tale litotipo quindi si attinge alla campagna geotecnica del 1977.

- PESO DI VOLUME

Si ritiene opportuno assumere lo stesso valore già assegnato al materiale posto a sud della torre alla stessa profondità, cioè 18.2 kN/m^3

- RESISTENZA A TAGLIO IN CONDIZIONI NON DRENATE

$$c_u = 40 \text{ kPa}$$

- RESISTENZA A TAGLIO IN CONDIZIONI DRENATE

L'angolo di attrito interno Φ' può essere valutato riferendosi sia alle analisi di laboratorio che ai risultati delle prove SPT. Per lo strato in esame si assume mediamente un valore dell'angolo di attrito interno pari a $\Phi' = 20^\circ$

- MODULO EDOMETRICO

Il valore del parametro corrispondente alla pressione litostatica (stato tensionale iniziale) può essere stimato approssimativamente mediante la relazione di Mitchell e Gardner, con prova penetrometrica statica CPT, secondo cui $M = \alpha \cdot q_c$, con α coefficiente che dipende dal tipo di terreno e dalla resistenza penetrometrica (che può essere fissato pari a 1.75) e q_c **resistenza penetrometrica alla punta (che per lo stato in esame può stimarsi pari a 11 kg/cm^2)**.

Risulta quindi: $M = \alpha \cdot q_c = 1,75 \cdot 1100 = 1.93 \text{ MPa}$

Caratterizzazione geotecnica, stratigrafia nord e sud (strato 1)

Questo strato viene tralasciato in quanto di minore importanza geotecnica

Caratterizzazione geotecnica, stratigrafia nord e sud (strato 3, al di sotto di -9.50 m)

Il materiale dello strato è costituito da sabbia generalmente fine, praticamente monogranulare, contenente una frazione limosa sempre inferiore al 5%, in cui la parte fine si presenta non plastica. Inoltre le curve granulometriche sono sempre dello stesso tipo e risultano racchiuse in un fuso granulometrico molto ristretto, indicando così una certa omogeneità del materiale.

- PESO DI VOLUME

Attingendo alle analisi di laboratorio può essere assunto come valore di riferimento

$$18.8 \text{ kN/m}^3$$

- DENSITA' RELATIVA

Parametro geotecnico molto importante in quanto caratterizza lo stato di addensamento di un terreno incoerente; il parametro può essere stimato secondo alcune correlazioni di uso più comune, proposte da vari autori ma la più calzante per il caso in esame sembra essere quella proposta da MEYEROFH (per le sabbie)

$$D_R = 21 * [N_{spt} / (\sigma_v' + 0.7)]^{0.5} = 70\%$$

- RESISTENZA A TAGLIO IN CONDIZIONI DRENATE

L'angolo di attrito interno Φ' può essere valutato riferendosi ai risultati delle prove SPT. Per lo strato in esame si assume mediamente un valore dell'angolo di attrito interno pari a

$$\Phi' = 33^\circ$$

- COEFFICIENTE DI SPINTA A RIPOSO

Rappresenta il rapporto tra la tensione orizzontale effettiva e la tensione verticale effettiva, agenti in condizioni di deformazione nulla, sotto l'azione del solo peso proprio. La sua conoscenza consente di definire lo stato tensionale iniziale. Per la definizione di utilizza la formula proposta da Jaky: $K_0 = [1 - \sin \Phi'] = 0.455$

- MODULO ELASTICO

Si può dare una sua valutazione facendo uso dei risultati delle prove SPT, con correlazioni fra N_{spt} ed il modulo E' di tipo lineare: $E' = s_1 \cdot N_{spt} + s_2$ [MPa]

In questo caso viene adottata la correlazione proposta da Webb valida per sabbia satura, dove $s_1 = 0.478$ e $s_2 = 7.178$ per cui risulta $E' = 0.478 \cdot N_{spt} + 7.17$ [MPa] che applicata alle determinazioni disponibili per N_{spt} fornisce come valore più probabile del modulo elastico, che viene assunto come valore medio per lo strato, **$E' = 18.77$ MPa**

2.2.7 Capacità portante delle fondazioni

Per determinare la q_{lim} si fa riferimento alla formula di Brinch-Hansen

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \cdot \tau' \cdot L \cdot N_{\tau} \cdot s_{\tau} \cdot i_{\tau} \cdot b_{\tau} + \tau' \cdot D \cdot N_q \cdot s_q \cdot i_q \cdot b_q$$

che fornisce il valore della capacità portante per le due diverse stratigrafie considerate.

stratigrafia sud

$\Phi' = 26^\circ$	$N_{\tau} = 12.54$	$N_q = 11.85$	
	$s_{\tau} = 0.60$	$s_q = 1.49$	
	$i_{\tau} = 0.834$	$i_q = 0.897$	
	$b_{\tau} = 0.933$	$b_q = 0.933$	$q_{lim} = 82.9 \text{ t/m}^2 = 8.29 \text{ kg/cm}^2$

stratigrafia nord

$\Phi' = 20^\circ$	$N_{\tau} = 5.39$	$N_q = 6.40$	
	$s_{\tau} = 0.60$	$s_q = 1.36$	
	$i_{\tau} = 0.834$	$i_q = 0.897$	
	$b_{\tau} = 0.950$	$b_q = 0.950$	$q_{lim} = 40.6 \text{ t/m}^2 = 4.06 \text{ kg/cm}^2$

La capacità portante per entrambe le stratigrafie, deve essere confrontata con le pressioni trasmesse dalla Torre, in modo da ottenere una valutazione del coefficiente di sicurezza dell'opera fondale.

Dall'analisi strutturale risulta che con l'attuale inclinazione della Torre, le tensioni massima e minima alla quota d'imposta delle fondazioni risultano:

$$\sigma_{max} = N/A + N \cdot e/W = 5.58 \text{ kg/cm}^2 \quad \sigma_{min} = N/A - N \cdot e/W = 1.80 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rightarrow q = (3 \cdot \sigma_{max} + \sigma_{min}) / 4 = 4.63 \text{ kg/cm}^2$$

Da cui:	stratigrafia sud	$F_s = q_{lim} / q = 8.29 / 4.63 = 1.79$
	stratigrafia nord	$F_s = q_{lim} / q = 4.06 / 4.63 = 0.88$

Appare quindi chiaro che i coefficienti di sicurezza trovati sono incompatibili con l'attuale situazione statica della Torre.

2.2.8 Interazione con edifici adiacenti

Non è facile stabilire quali posano essere state le interazioni che nei secoli si sono stabilite tra la Torre e gli edifici adiacenti, per cui si possono solo formulare ipotesi.

Per quanto riguarda l'edificio su via XIII Aprile, che si trova adiacente ad uno dei due lati opposti allo strapiombo, sembra che il movimento della Torre abbia creato alcune lesioni nelle murature e nei solai immediatamente a contatto; l'allontanarsi della Torre dall'edificio ha cioè trascinato alcune parti di muratura, distaccandole dal resto dell'edificio. Non sembra per altro che vi possano essere delle sensibili interazioni statiche di ancoraggio tra i due edifici.

Più complessa è la situazione di interazione con Casa Melandri, che si trova dalla parte dello strapiombo.

Nonostante l'edificio abbia mantenuto anche dopo recenti ristrutturazioni l'originario grado di separatezza della Torre, tuttavia sia sulla facciata, sia a livello della copertura, vi sono inevitabili punti di contatto. Si può pertanto ipotizzare che la Torre trovi un benefico, se pur parziale e difficilmente quantificabile, sostegno da parte delle consolidate strutture di Casa Melandri e dell'adiacente edificio verso il mercato coperto. A conferma di ciò potrebbe essere portato il fatto che le più recenti misure topografiche non hanno rilevato variazioni sensibili dell'inclinazione da quando sono stati eseguiti i lavori ad oggi. A questa interazione si può comunque attribuire un qualitativo contributo stabilizzante.



Fig. 25 Casa Melandri, a sinistra la Torre Civica

2.2.9 Lavori provvisori, interventi immediati di salvaguardia

La situazione della Torre appariva quindi, dopo la preliminare analisi, caratterizzata da una non certificabile sicurezza. Il fatto che l'inclinazione si rimasta pressoché invariata non poteva quindi costituire un elemento affidabile di sicurezza; ogni nuova perturbazione (un sisma, un evento atmosferico violento, una variazione della falda o altri fenomeni di disturbo difficilmente valutabili) avrebbero potuto produrre improvvise esistenziali conseguenze.

Risultò quindi indispensabile procedere ad un intervento di immediato miglioramento della situazione che consentisse, in fase successiva di effettuare ulteriori indagini e di definire ed eseguire le opere permanenti di consolidamento e di controllo.

Sulla base dei risultati delle indagini, limitate per motivi di sicurezza, si inquadrarono interventi finalizzati al raggiungimento di due obiettivi minimi: il confinamento in modo attivo dei paramenti murari ed il consolidamento del blocco murario di fondazione mediante la saturazione più completa possibile delle lacune esistenti.

[12]

Da tale situazione venne definito un programma di intervento suddiviso in fasi successive, che garantissero la sicurezza.

Prima fase: opere di consolidamento del blocco fondale di base ed opere provvisori per garantire la stabilità delle murature inconsistenti dei primi 10 m del fusto.

Seconda fase: opere di fondazione profonda e di definitivo consolidamento del blocco murario interrato con parallelo studio di possibili interventi di consolidamento interno delle murature in elevazione (primi 10 m).

Terza fase: consolidamento definitivo delle murature in elevazione ed eventuale modifica o eliminazione delle strutture metalliche provvisori.

Il confinamento dei paramenti murari in mattoni aveva come scopo quello di impedire fenomeni di instabilità delle fodere di muratura di mattoni e di ottenere uno stato tensionale di compressione triassiale nella malta di riempimento, onde aumentarne la capacità portante ultima; venne proposto che questo fosse realizzato mediante una doppia griglia di profilati metallici di adeguata rigidità e resistenza, posta sia sulle pareti esterne che su quelle interne, con barre di collegamento ad alta resistenza pretese ed alloggiare all'interno delle buche pontate.

Nel dicembre 1993 l'Amministrazione Comunale avviò i lavori della prima fase, appaltati alla ditta CMC di Ravenna. Vennero messe in opera due griglie di profilati metallici di adeguata rigidezza e resistenza, poste, fino ad un'altezza di circa 10 m dal piano stradale sulla fodera esterna e collegate tra loro con barre ad alta resistenza, pretese e alloggiate all'interno delle cosiddette buche pontai. Per quanto riguarda la griglia interna, questa è analoga a quella esterna, fatta eccezione per i primi 6 metri, per i quali la griglia è stata sostituita con una fodera di cemento armato).

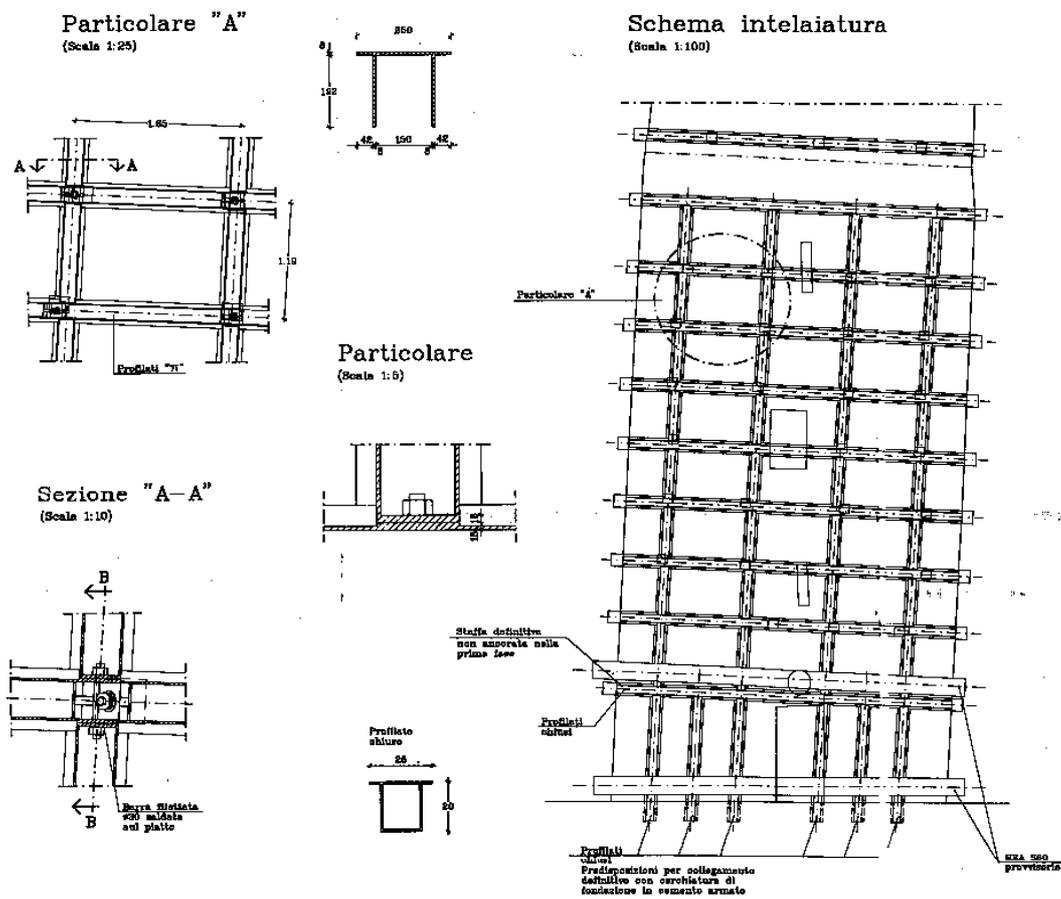


Fig. 26 Schema e particolari dell'intervento di confinamento alla base

Il 27 Luglio del successivo anno terminarono i lavori di posa in opera delle strutture metalliche e di risanamento del blocco di fondazione (prima fase).

Il 30 Agosto terminarono anche le operazioni di tesatura delle barre (attivazione del sistema di contenimento delle murature).

Durante tutto il periodo dei lavori l'assetto della Torre fu controllato mediante un sistema automatico di monitoraggio che rilevò soltanto variazioni di 2mm dello strapiombo, essenzialmente prodotta da fenomeni termici e non da comportamenti anomali della struttura. La conclusione dei lavori della prima fase portò quindi all'ottenimento di una situazione statica delle murature della zona bassa di immediata ma transitoria sicurezza.



Fig. 27 La Torre dopo l'intervento

In data 29-09-1995, a seguito di un nuovo incarico da parte dell'amministrazione Comunale, i professori Chiarugi e Blasi consegnarono il progetto degli interventi di consolidamento sia per le strutture murarie in elevazione che per le fondazioni; non senza precisare che si trattava di un progetto di massima che, per diventare definitivo, necessitava ancora di ulteriori indagini ed approfondimenti, indagini che dovevano riguardare sia le murature che il terreno.

L'intervento necessario, descritto nel documento redatto il 29.09.1995 dal titolo "Progetto di massima riguardante il consolidamento delle strutture", non fu mai tuttavia realizzato.

2.3 Smontaggio della parte sommitale della Torre, 1999

[13]

Nel Novembre del 1998 il Capo Area Infrastrutture Civili del Comune, stante il protrarsi dei tempi per la definizione del progetto esecutivo delle opere di consolidamento, convocò i professori incaricati ai quali fu chiesto di redigere con sollecitudine il programma degli interventi definendone i relativi costi.

Giustamente preoccupata del continuo incrementarsi della inclinazione, l'amministrazione Comunale decise, anche per dare maggiore incisività ai lavori, di inserire nel gruppo di lavoro esistente, l'ing. Balatroni. Il nuovo gruppo, dopo numerosi incontri, avanzò la richiesta di procedere al parziale smontaggio della Torre, ammettendo la possibilità, con ben ampio margine di sicurezza, di rimontare la porzione di torre smontata riducendone le masse e sostanzialmente ricostruendo il paramento esterno in modo da ripristinare lo stesso skyline che da sempre si presentava agli occhi degli osservatori.

2.3.1 Verifica delle strutture in elevazione prima dell'intervento

Per il calcolo delle sollecitazioni agenti si riporta una breve sintesi dei risultati già ottenuti al par. 2.1.4, con riferimento alla sezione di base e a quella posta alla quota 12.45 m (che corrisponde all'inizio del tratto considerato avente inclinazione di 3.65°).

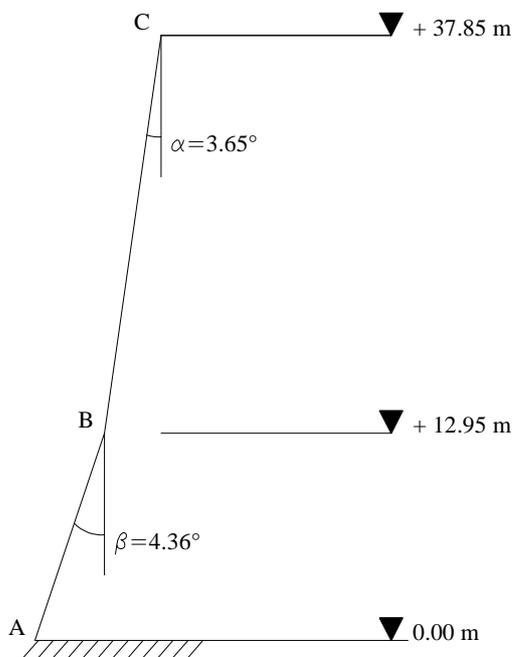


Fig. 28 Inclinazioni dell'asse verticale

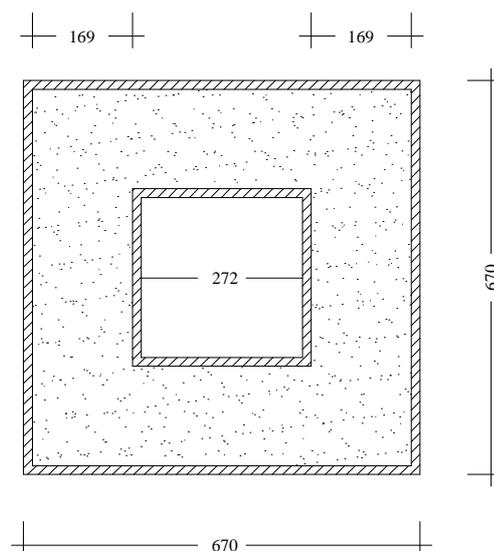


Fig.29 Geometria della sezione di base

Caratteristiche geometriche della sezione a quota 0.00 m

- *Coefficiente di omogeneizzazione n=1*

$$A = 6.7^2 - 2.72^2 = 37.49 \text{ m}^2$$

$$J = (6.7^4 - 2.72^4) / 12 = 163.4 \text{ m}^4$$

- *Coefficiente di omogeneizzazione n=4*

$$A_1 = 6.7^2 - 6.4^2 = 3.93 \text{ m}^2$$

$$A_2 = \frac{1}{4} (6.4^2 - 3.02^2) = 7.96 \text{ m}^2$$

$$A_3 = 3.02^2 - 2.72^2 = 1.72 \text{ m}^2$$

$$A = A_1 + A_2 + A_3 = 13.61 \text{ m}^2$$

$$J_1 = (6.7^4 - 6.40^4) / 12 = 28.12 \text{ m}^4$$

$$J_2 = \frac{1}{4} (6.4^4 - 3.02^4) / 12 = 33.22 \text{ m}^4$$

$$J_3 = (3.02^4 - 2.72^4) / 12 = 2.37 \text{ m}^4$$

$$J = J_1 + J_2 + J_3 = 63.71 \text{ m}^4$$

- *Coefficiente di omogeneizzazione n→∞ (caso limite in cui reagiscono solo i paramenti murari interno ed esterno)*

$$A = A_1 + A_3 = 5.65 \text{ m}^2$$

$$J = J_1 + J_3 = 30.49 \text{ m}^4$$

I risultati ottenuti vengono riassunti per chiarezza nelle tabelle seguenti:

	SOLLECITAZIONI	
	quota 12.95 m	quota 0.00 m
Peso della torre	N=945 t	N=945+786=1731 t
Distanza del baricentro del tronco rispetto alla quota	D _G =11,6 m	D _G =4.74 m
Strapiombo del baricentro	S _G =11.6·tg3.65°= 0.74 m	S _G =4.74·tg4.36°= 0.36 m
Momento dovuto a strapiombo	M= 945·0.74=698 t·m	M=1819 t·m
Componenti del momento	M _x =M _y =698/√2=494t·m	M _x =M _y =1287t·m

quota 0.00 m	TENSIONI		
	n=1	n=4	n=∞
σ _{media} =N/A	46.17 t/m ²	127.2 t/m ²	306 t/m ²
σ _{max} = $\frac{N}{A} \pm 2 \cdot \frac{M}{J} \cdot \frac{b}{2}$	100.2 t/m ²	265.8 t/m ²	597 t/m ²
	-5.4 t/m ²	-4.9 t/m ²	31.4 t/m ²

Tab. 6 Calcolo delle sollecitazioni e delle tensioni alla base prima dello smontaggio

2.3.2 Verifiche delle strutture in elevazione dopo l'avvenuto smontaggio

Si prevede di smontare la parte sommitale della Torre fino alla quota di 28 m circa sul piano stradale e si effettuano nuovamente i calcoli precedenti per la nuova condizione geometrica:

	SOLLECITAZIONI	
	quota 12.95 m	quota 0.00 m
Peso della torre	N=625 t	N=625+786=1411 t
Distanza del baricentro del tronco rispetto alla quota	$D_G=7,18$ m	$D_G=4.74$ m
Strapiombo del baricentro	$S_G=7.18 \cdot \text{tg}3.65^\circ = 0.46$ m	$S_G=4.74 \cdot \text{tg}4.36^\circ = 0.36$ m
Momento dovuto a strapiombo	$M= 625 \cdot 0.46=287.5$ t·m	$M=1100$ t·m
Componenti del momento	$M_x=M_y=203.3$ t·m	$M_x=M_y=777.6$ t·m

quota 0.00 m	TENSIONI		
	n=1	n=4	n=∞
$\sigma_{\text{media}}=N/A$	37.6 t/m ²	103.7 t/m ²	249.7 t/m ²
$\sigma_{\text{max}} = \frac{N}{A} \pm 2 \cdot \frac{M}{J} \cdot \frac{b}{2}$	69.5 t/m ²	185.5 t/m ²	420.6 t/m ²
	5.7 t/m ²	21.9 t/m ²	78.8 t/m ²

Tab. 7 Calcolo delle sollecitazioni e delle tensioni alla base dopo lo smontaggio

2.3.3 Verifiche delle pressioni trasmesse al terreno prima dell'intervento

Per i calcoli si fa riferimento ad una geometria della fondazione che rimanda ad un vecchio disegno del 1947, data l'impossibilità di avere a disposizione risultati da rilievi diretti.

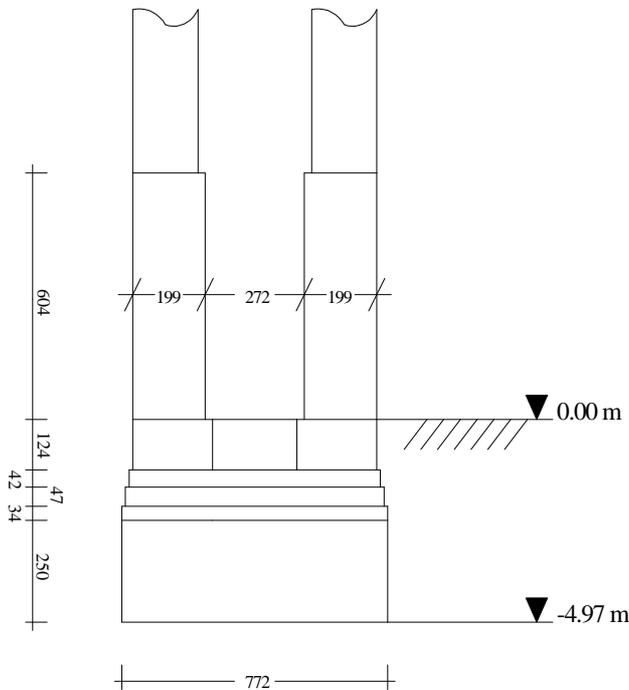


Fig. 30 Geometria della fondazione

La fondazione è costituita da un allargamento della muratura che porta la superficie d'appoggio torre-terreno alle dimensioni di 7.72x7.72 m alla quota di circa 5 m dal piano stradale.

Si considera il blocco di fondazione inclinato di 4.36° cioè come la parte bassa della Torre.

- carico totale del terreno alla quota -4.97 m

Peso torre a quota 0.00 m		1731.0 t
Peso fondazioni	$(6.7^2 - 2.22^2) \times 1.24 \times 1.8 =$	89.2 t
	riporto	<hr/> 1820.2 t
	$0.34 \times 6.9^2 \times 1.8 =$	29.1 t
	$0.47 \times 7.1^2 \times 1.8 =$	42.7 t
	$0.42 \times 7.44^2 \times 1.8 =$	43.7 t
	$7.72^2 \times 2.5 \times 1.8 =$	268.2 t
Peso terreno	$0.4 \times 2.47 \times 6.8 \times 4 \times 1.8 =$	48.4 t
		<hr/> 2252.3 t

- pressione media sul terreno $K_t = 2252.3 / 7.72^2 = 37.8 \text{ t/m}^2$

- pressione massima nello spigolo SE-NW

M (a quota -4.97m) = $1819 + 1731 \times 4.97 \cdot \text{tg}4.36^\circ + 521.2 \times 4.49 \times \text{tg}4.36^\circ/2 = 2570 \text{ tm}$

$M_x = M_y = 1818 \text{ tm}$

$$K_{t,\max} = 37.8 \pm 2 \times \frac{1818 \times 6}{7.72^3} = \begin{matrix} \mathbf{85.9 \text{ t/m}^2} \\ \mathbf{-8.9 \text{ t/m}^2} \end{matrix}$$

2.3.4 Verifiche delle pressioni trasmesse al terreno dopo lo smontaggio

- carico totale del terreno alla quota -4.97 m

Peso torre a quota 0.00 m	1411.0 t
Fondazione e terreno	521.2 t
	1932.2 t

- pressione media sul terreno $K_t = 1932.2 / 7.72^2 = 32.4 \text{ t/m}^2$

- pressione massima nello spigolo SE-NW

M (a quota -4.97m) = $1068 + 1411 \times 0.38 + 521.2 \times 0.19 = 1703 \text{ tm}$

$M_x = M_y = 1204.3 \text{ tm}$

$$K_{t,\max} = 32.4 \pm 2 \times \frac{1204.3 \times 6}{7.72^3} = \begin{matrix} \mathbf{63.8.9 \text{ t/m}^2} \\ \mathbf{1.0 \text{ t/m}^2} \end{matrix}$$

2.3.5 Confronto fra le situazioni statiche esaminate: i benefici dello smontaggio

La riduzione del peso e l'abbassamento del baricentro della Torre, conseguenti al suo parziale smontaggio producono indubbi effetti benefici dal punto di vista tensionale sia per le murature che per il terreno di fondazione.

Dopo lo smontaggio la situazione tensionale per le murature risulta considerevolmente migliorata; infatti, con riferimento al caso con $n=\infty$, la tensione media (compressione) passa da 30.6 a 25 Kg/cm², con riduzione del 22% mentre quella massima passa da 59.7 a 42 Kg/cm², con riduzione del 30%.

Dopo lo smontaggio anche lo stato tensionale del terreno risulta considerevolmente migliorato; infatti la pressione media passa da 3.78 a 3.24 Kg/cm², con riduzione del 14% mentre quella massima passa da 85.9.7 a 63.8 Kg/cm², con riduzione del 26%.

2.3.6 Il progetto dello smontaggio

Lo smontaggio ha interessato la parte di Torre alta poco meno di 10 metri, compresa tra la sommità originaria (quota di circa 38 metri sul piano stradale) e la sezione situata poco al di sopra dell'estradosso dell'arco della monofora. Lo smontaggio vero e proprio è stato eseguito solo con riguardo alle quattro fodere murarie esterne spesse 15 cm; le restanti parti murarie comprendenti le fodere interne ed il riempimento sono state invece demolite. Al momento dello smontaggio la Torre era coperta con una terrazza piana sostenuta da travi metalliche poste ad interasse di circa 1 metro con interposte voltine di mattoni in foglio; anche tale struttura è stata demolita.

Durante le fasi successive dei lavori si è provveduto a ricostruire una cupoletta a struttura metallica e soprastanti lastre di materiale traslucido. Al termine dei lavori di consolidamento si è ricostruita una copertura piana, come era prima dello smontaggio.

La struttura della Torre, relativamente al tratto oggetto di demolizione e di smontaggio, era costituita da due paramenti di muratura di mattoni spessi 15 cm contenenti al loro interno un riempimento avente spessore di 44 cm (che passava a circa 68 cm nell'ultimo tratto alto circa 2 m).

Per evitare che, durante la demolizione della parte interna si verificassero smottamenti del riempimento con conseguente caduta a terra di pezzi di laterizio, si è proceduto, sia nella fase di demolizione che in quella successiva di smontaggio, per anelli di limitata altezza: altezza, di massima, uguale a circa 55 cm (corrispondente a 7 corsi di mattoni).

Prima di procedere con i lavori di smontaggio è stato effettuato un accurato rilievo fotografico a colori delle quattro foderi esterne della Torre, con particolare riguardo ai dettagli architettonici di maggiore interesse per agevolare il futuro rimontaggio.

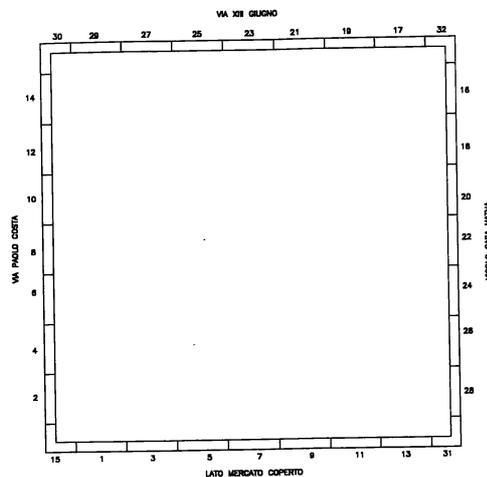
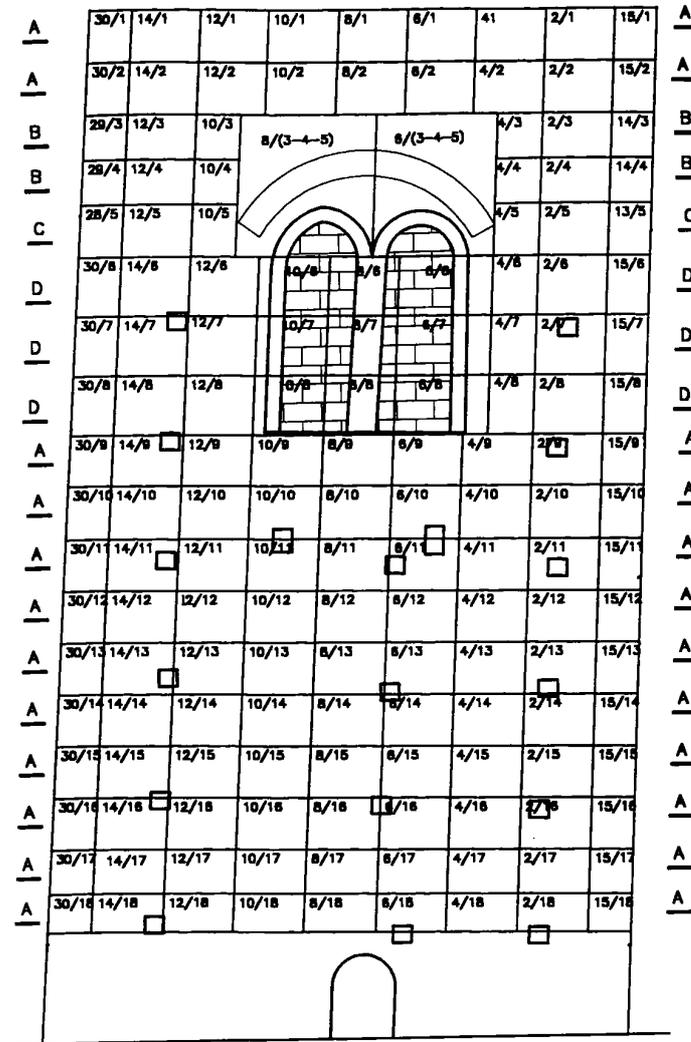


Fig. 31 Schema dell'intervento di smontaggio, suddivisione in anelli e pannelli



Fig. 32 Sezioni e prospetti



Fig. 33 Rilievo fotogrammetrico dei quattro lati

Le prime demolizioni hanno riguardato ovviamente la copertura che era costituita da una terrazza piana, sostenuta da travi metalliche poste ad interasse di circa 1 metro con interposte voltine in muratura di mattoni in foglio (nelle immagini i dettagli dello smontaggio dei cordoli).



Fig. 34 Demolizione della copertura e dei cordoli

Dopodiché si è proceduto ad effettuare la demolizione del primo anello (alto circa 55 cm) della fodera interna, iniziando dalla parte del massimo strapiombo (direzione NM). Le operazioni relative al primo anello si sono concluse con lo smontaggio della parete esterna, operato tagliando ogni singolo pannello dapprima lungo i fianchi (per tutto lo spessore di 15 cm) e proseguendo poi lungo la base per circa metà del suo spessore, così da consentire l’inserimento di una lamiera esterna facente parte di una speciale apparecchiatura atta ad imbragarlo. Il pannello, correttamente imbragato, è stato quindi estratto e portato a terra dalla gru. Analogamente sono stati rimossi tutti i pannelli relativi al primo anello in modo da alleggerire la struttura partendo dalla parte prossima allo spigolo NW, che era la più sollecitata.



Fig. 35 La Torre durante lo smontaggio dei primi anelli

Ultimate le operazioni relative al primo anello si è passati poi agli anelli successivi, fino a completare le operazioni con l'anello n° 18.

Particolare attenzione è stata posta al caso del lato della Torre su via P.Costa dove, per consentire il corretto smontaggio di un arco sovrastante la bifora, sono stati tagliati due pannelli aventi dimensioni molto maggiori di quelli previsti per gli altri casi.



Fig. 36 Dettagli delle operazioni di smontaggio

Ciascun pannello prelevato è stato poi trasferito dentro un contenitore numerato, appositamente costruito con struttura sufficientemente rigida per evitare che, durante le successive fasi di trasporto e stoccaggio, potessero avvenire fessurazioni o rotture.

Il numero impresso su ciascun contenitore è composto da due cifre: la prima indica la posizione planimetrica e la seconda quella altimetrica (cioè il numero dell'anello da cui è stato prelevato il pannello).



Fig. 37 Pannelli smontati e particolare della numerazione

Al termine dell'operazione di smontaggio è stato inoltre realizzato un cordolo in c.a. alla sommità della trave con il duplice scopo di costruire un collegamento delle masse murarie e di consentire il corretto appoggio ed ancoraggio del cupolino di copertura. L'altezza del cordolo, dovendo seguire l'andamento inclinato delle murature (che è diverso per ciascuno dei quattro lati della torre), risulta variabile da 20 cm a 44 cm, mentre la larghezza è costante e pari a circa 98 cm.



Fig. 38 Realizzazione del nuovo cordolo

2.4 Analisi della situazione della Torre ad altezza ridotta

Appare opportuno osservare innanzitutto che, per quanto riguarda il problema prioritario della sicurezza globale, ovviamente lo smontaggio della parte sommitale della Torre ha dato luogo ad un beneficio che, sensibile all'inizio (ad esempio con una diminuzione di circa il 20% per le compressioni massime delle murature in elevazione), può però attenuarsi fortemente nel corso del tempo a causa della progressione delle deformazioni viscosi per le parti maggiormente sollecitate della struttura e del terreno: la Torre tende infatti a riacquistare la tendenza che aveva prima dell'intervento. Il monitoraggio in atto attesta che la velocità d'inclinazione si è marcatamente ridotta, praticamente annullata, rispetto a quella osservata prima dello smontaggio: per quanto detto non è tuttavia sicuro che non riprenda nel futuro. Inoltre è stata certamente efficace l'operazione di cerchiatura del tratto inferiore.

Restano tuttavia non risolti vari problemi, e principalmente quelli:

- Dell'intero impianto murario, in condizioni sostanzialmente fatiscenti;
- Del plinto di fondazione per il quale, avendone constatato le precarie condizioni, sono risultati inefficienti i tentativi di iniezione, essendo le malte originarie ridotte, per disgregazione, ad una sorta di sabbia fine e impenetrabile alle miscele di rinforzo impiegate;
- Del consolidamento del terreno.

È quindi prevedibile che non siano facili provvedimenti per un riabilitazione generale e di lunga durata (tra l'altro richiedente ulteriori indagini e monitoraggi). Inoltre nello studio degli stessi provvedimenti ci si troverà di fronte alla difficoltà nuova, specialmente per le verifiche delle murature, di dover tenere conto, a causa di disposizioni legislative assai recenti, delle azioni previste per le zone sismiche che susciteranno sicuramente problemi complessi anche nell'attuale condizione di altezza ridotta.

Inoltre, a proposito delle murature della Torre, sussiste anche il problema del rimontaggio della parte sommitale, lunga una decina di metri; questa difficoltà è resa ancora più grave se si considera la cattiva qualità dei mattoni originari che dovrebbero essere ricollocati nella loro posizione.

La situazione della Torre, pur con qualche riserva interpretativa, sembra essersi recentemente orientata alla stabilizzazione: tuttavia non può considerarsi stazionaria, neppure dopo lo smontaggio della parte sommitale.

La situazione di stabilità (statica e dinamica) della Torre dipende essenzialmente da due fattori: il rapporto suolo-struttura (ovvero l'inclinazione della Torre) e la resistenza meccanica delle murature. Entrambi i problemi sono di estrema difficoltà nel caso specifico, anche se connessi tra loro solo in modo modesto.

Il rischio che venne accertato già nel '93 era quello di un'improvvisa instabilità del paramento esterno fortemente compresso (e quindi soggetto a carico di punta) e a rischio ulteriore per effetto della pressione del riempimento.

La maglia e il dimensionamento dell'attuale gabbia di cerchiatura vennero stabiliti al fine di suddividere il paramento esterno in superfici di dimensioni sicure nei confronti dei fenomeni di instabilità.

La Torre è oggi pertanto in situazione di sicurezza statica relativamente a rischio di collassi locali per crisi del materiale. Nonostante la demolizione della sommità, il problema è rimasto sostanzialmente invariato per quanto riguarda la crisi locale: se si dovesse oggi togliere la cerchiatura il rischio d'instabilità permanerebbe grave.

L'unico modo per poter pensare di ridurre o eliminare la cerchiatura attuale è quello di ricucire e consolidare il riempimento, almeno per una profondità di alcune decine di centimetri dalla superficie, in modo da poter contare su una zona perimetrale di adeguata resistenza e rigidità.

Gli interventi di consolidamento per raggiungere una soddisfacente sicurezza nei confronti del collasso strutturale e della rottura del terreno di fondazione sono però assai impegnativi. Ciò vale per la Torre nello stato attuale, ed a maggior ragione per permettere l'asportazione del rinforzo metallico provvisorio e, in seguito, la eventuale ricostruzione della parte sommitale.

La definizione degli interventi richiede la messa in funzione di un affidabile sistema di monitoraggio, un approfondimento ulteriore delle indagini e prove tecnologiche preliminari.

La possibilità di ricostruzione della sommità della Torre è evidentemente connessa ai risultati delle verifiche statiche e sismiche da effettuare.

Tenuto conto che appare poco ragionevole una ricostruzione pesante totalmente in muratura “com’era”, sia per ragioni di sicurezza sismica, sia per ragioni di autenticità, si potrà verificare la possibilità di ricostruzione del paramento esterno, con i mattoni originali, sostenuto magari da strutture in materiale più leggero.

In tal modo potrebbe essere ripristinata l’estetica della Torre soprattutto ad una vista da terra) senza aggravii strutturali sensibili.

CAPITOLO 3

COMPORTAMENTO SISMICO DI STRUTTURE IN MURATURA

3.1 Generalità

L'analisi del comportamento sismico di strutture a torre in muratura è un argomento interessante quanto complicato a causa della incompleta caratterizzazione sperimentale delle caratteristiche meccaniche, delle difficoltà nella modellazione numerica quando si deve considerare il comportamento non lineare del materiale, e in certi casi della complessità della geometria della struttura stessa.

3.1.1 Modellazione del materiale

[14]

Il *materiale muratura*, sia esso costituito da mattoni o da blocchi di pietra, è caratterizzato da un complesso comportamento meccanico, dovuto al fatto che le sue caratteristiche dipendono strettamente dalle proprietà dei materiali costituenti nonché dalla geometria costruttiva e dalle modalità di posa in opera degli elementi stessi.

Le più importanti caratteristiche della muratura dal punto di vista del comportamento meccanico sono:

- la *disomogeneità*;
- l'*anisotropia*;
- l'*asimmetria* di comportamento rispetto al segno delle sollecitazioni (compressione-trazione);
- la *non linearità* del legame sforzi-deformazioni.

La *disomogeneità* è dovuta al fatto che gli elementi e la malta di cui è costituita la muratura possono avere caratteristiche meccaniche fortemente diverse. Inoltre, spesso non è sufficiente conoscere le caratteristiche dei materiali componenti presi singolarmente per prevedere il comportamento meccanico dell'insieme, in quanto un ruolo fondamentale è giocato dall'interfaccia ovvero dall'unione fra i componenti, che per particolari fenomeni chimico-fisici tende a sviluppare un comportamento meccanico non necessariamente riconducibile a quello dei singoli componenti. Il comportamento

meccanico macroscopico della muratura può quindi essere considerato come il risultato dell'interazione meccanica fra gli elementi e la malta, attraverso la loro interfaccia.

L'*anisotropia* è dovuta alla direzionalità intrinseca della muratura, legata alla forma ed alle proporzioni degli elementi ed al modo con cui essi vengono disposti, nonché all'eventuale presenza di fori e alla loro direzione.

L'*asimmetria* di comportamento meccanico è la diretta conseguenza del fatto che sia gli elementi, sia la malta, sia l'interfaccia malta-elemento presentano un comportamento asimmetrico nei riguardi della trazione e della compressione. Un particolare ruolo in questo fenomeno è giocato dall'interfaccia, che in molti casi presenta una resistenza a trazione più bassa e più aleatoria di quella dei singoli componenti. È su queste basi che la muratura viene modellata frequentemente come materiale non reagente a trazione.

Infine, la *non linearità*, che può essere vista in parte come un risultato di alcune delle caratteristiche sopra elencate, caratterizza in modo marcato il comportamento della muratura sia in compressione, sia in trazione, sia in stati di sollecitazione composti.

Per le applicazioni non è sempre possibile né necessario tenere in conto tutte le caratteristiche sopra elencate. In particolare, nella prassi progettuale si utilizzano modelli in cui il materiale viene idealizzato come un continuo omogeneo *equivalente* al materiale non omogeneo di riferimento, e l'anisotropia viene tenuta in conto in modo estremamente semplificato, se non addirittura trascurata. In diversi casi, in funzione del tipo di applicazione e del livello di sollecitazione, può anche essere lecito trascurare la non linearità del materiale utilizzando i modelli dell'elasticità lineare.

Si ritiene opportuno comunque sottolineare una importante conseguenza del carattere non omogeneo, o composito, della muratura. Tale conseguenza consiste nella necessità di distinguere fra le grandezze meccaniche *macroscopiche* o *medie* o *nominali*, e le grandezze *locali*, laddove fra le grandezze di interesse si possono far rientrare in particolare gli sforzi, le deformazioni e i parametri del legame costitutivo.

Nonostante questa distinzione sia stata evidenziata sin dai primi studi sulla muratura, il frequente e giustificato ricorso a schematizzazioni basate su un materiale omogeneo equivalente (isotropo o anisotropo) può far dimenticare questa realtà, per cui non infrequenti sono in letteratura i modelli che, in modo equivoco, fanno uso di grandezze medie o macroscopiche unite a criteri di rottura di tipo locale, cioè riferiti a proprietà dei singoli materiali costituenti. Una definizione rigorosa dal punto di vista meccanico e

matematico di continuo omogeneo equivalente e della relazione fra grandezze medie o macroscopiche e grandezze locali non è un problema di banale soluzione.

Una modellazione accurata del comportamento del materiale dovrebbe considerare i seguenti aspetti:

- la muratura è un *materiale* discreto (composto da blocchi e da malta) per il quale le dimensioni dei singoli elementi costituenti è grande rispetto alle dimensioni dell'elemento strutturale;
- la geometria e le modalità di posa in opera dei blocchi possono essere considerevolmente variabili;
- i blocchi sono generalmente più rigidi della malta;
- la rigidità dei giunti verticali è notevolmente inferiore a quella dei giunti orizzontali;
- lo spessore dei giunti è limitato rispetto alle dimensioni dei blocchi;

Complessivamente quindi, l'interazione fra i diversi componenti della muratura dipende dalle proprietà della malta, dalle proprietà dei blocchi e dallo schema costruttivo.

Inoltre la muratura è un materiale che esibisce proprietà distinte in base alla direzione che si considera, a causa dei giunti di malta che agiscono come piani di debolezza.

In generale, si possono seguire diversi approcci per modellare la muratura da un punto di vista numerico. A seconda del livello di accuratezza desiderato è possibile utilizzare le seguenti strategie di modellazione:

- *Micro-modellazione dettagliata*: i diversi componenti (mattoni, malta e interfaccia mattone-malta) sono descritti separatamente; questo tipo di approccio è lo strumento più accurato per simulare il comportamento della muratura, in particolare per quanto concerne la risposta locale del materiale. I mattoni e la malta nei giunti sono rappresentati da elementi continui, mentre l'interfaccia malta-mattone è rappresentata da elementi discontinui; possono essere prese in considerazione le proprietà sia elastiche che non elastiche dei componenti. In questo caso l'onere computazionale è certamente rilevante.
- *Micro-modellazione semplificata*: se la struttura muraria è composta da una ripetizione di celle elementari, la muratura può essere considerata come un continuo per il quale le leggi costitutive derivano dalle caratteristiche degli

elementi costituenti e dalla geometria dell'unità fondamentale; i mattoni espansi sono rappresentati mediante elementi continui, mentre il comportamento dei giunti di malta e dell'interfaccia mattone malta sono concentrati in elementi discontinui. Questo approccio può produrre errori significativi nella analisi di tipo non lineare.

- *Macro-modellazione*: è il tipo di modellazione più comunemente utilizzata, non fa distinzione fra mattoni e malta e considera il materiale come un continuo fittizio omogeneo: mattoni, malta e interfaccia malta-mattone sono descritti mediante elementi continui equivalenti.

Nel primo approccio, il modulo di Young, il rapporto di Poisson ed eventualmente le proprietà non elastiche dei mattoni e della malta sono tenuti in conto. L'interfaccia rappresenta una potenziale superficie di scorrimento. Questo tipo di approccio permette di mettere a fuoco le azioni che si scambiano mattoni, malta ed interfaccia mattoni-malta. Mediante il secondo approccio ogni giunto, che consiste in un mattone e due interfacce malta mattone, è concentrato in una interfaccia media dove i mattoni sono espansi per mantenere la geometria invariata. La muratura è quindi considerata quindi come una serie di blocchi elastici circondati da una potenziale superficie di scorrimento in corrispondenza dei giunti. Rispetto al precedente approccio si perde in accuratezza dal momento che l'effetto Poisson della malta non viene considerato.

Il terzo approccio non fa distinzione tra mattoni e giunti ma tratta la muratura come un continuo omogeneo e anisotropo.

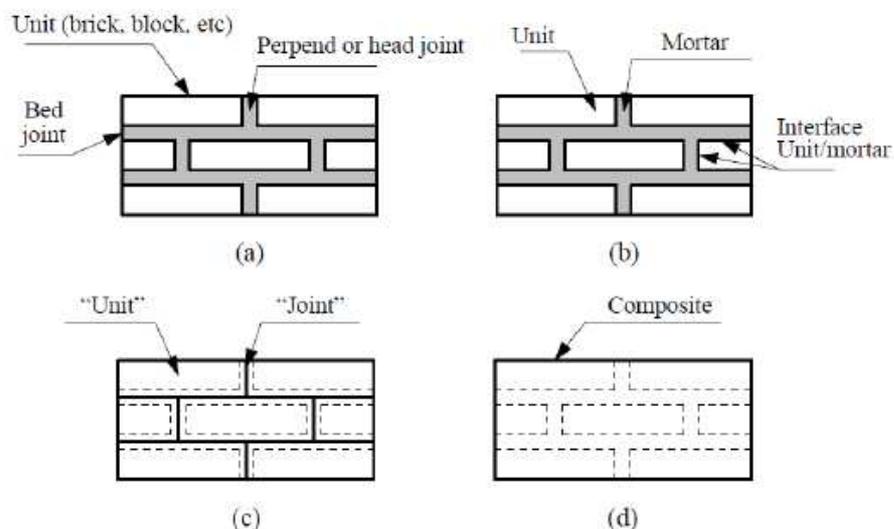


Fig. 39 a) elemento modulare di un pannello in muratura; b) micro- modellazione dettagliata; c) micro- modellazione semplificata; d) macro-modellazione;

Una strategia non può essere preferita sulle altre perché diversi sono i campi di applicazione per i micro- e macro-modelli.

L'approccio della micro- modellazione deve essere preferito se si vogliono avere maggiori informazioni circa il comportamento locale delle strutture in muratura. Questo tipo di modellazione è maggiormente indicato per lo studio di dettagli costruttivi.

Un approccio mediante macro-modellazione è più pratico dal punto di vista computazionale. Questo tipo di modellazione rappresenta un buon compromesso tra accuratezza ed efficienza computazionale.

Sia una micro che una macro-modellazione della muratura richiedono una buona conoscenza delle proprietà meccaniche dei mattoni e delle malte, conoscenza che si può apprendere mediante indagini sperimentali.

Tuttavia le proprietà delle muratura sono influenzate da una grande varietà di parametri, tra cui le proprietà dei mattoni e delle malte, geometria dei letti di malta, anisotropia dei mattoni, dimensioni dei mattoni, larghezza dei giunti, stato di degrado, età e condizioni ambientali.

3.2 Comportamento sismico degli edifici in muratura

[15]

Le strutture storiche in muratura costituiscono un insieme estremamente vario e complesso per tipologie e tecniche costruttive, per cui l'analisi del loro comportamento strutturale e la valutazione della loro sicurezza sono condizionate da notevoli incertezze nella definizione delle proprietà meccaniche dei materiali e delle condizioni di vincolo tra gli elementi.

Queste costruzioni non sono state progettate utilizzando i principi della meccanica dei materiali e delle strutture bensì con un approccio basato sull'intuizione e l'osservazione, utilizzando i principi dell'equilibrio dei corpi rigidi e sperimentando il comportamento delle costruzioni già realizzate; tutto ciò ha progressivamente portato ad affinare criteri esecutivi e di proporzionamento geometrico, configurabili come *regole dell'arte*. Sebbene tale approccio non sia scientificamente rigoroso e risulti affidabile solo se utilizzato all'interno dei limiti di validità della regola (come è dimostrato dai crolli sperimentati nel passato quando si superavano tali limiti), riconoscere in una costruzione la conformità alle regole dell'arte può costituire un primo elemento di valutazione della sicurezza. Queste ultime mostrano una specificità locale frutto di un

progressivo affinamento nell'uso dei materiali disponibili in zona (la varietà delle tipologie murarie, in relazione alle caratteristiche degli elementi costituenti, è emblematica al riguardo).

Oltre alla conformità alle regole dell'arte, un ulteriore elemento di valutazione può essere il "collaudo" della storia, di cui l'esistenza stessa della costruzione ci fornisce testimonianza. Tale collaudo, tuttavia, risulta spesso insufficiente nei riguardi della prevenzione dal rischio sismico, in quanto una costruzione (pur se antica) potrebbe non essere ancora stata colpita da un terremoto di intensità pari a quella adottata dalle Norme per valutare la sicurezza nei riguardi dello SLV. Inoltre, occorre considerare che la capacità della struttura può essersi modificata per un effetto di accumulo del danno, dovuto a passati terremoti di minore intensità, a causa di dissesti di altra natura e per le trasformazioni che spesso interessano le costruzioni storiche.

È opportuno evidenziare come, oltre a fattori di natura economica, la cultura costruttiva antisismica in un'area geografica sia influenzata dal livello di pericolosità sismica e dalla ricorrenza dei terremoti. In aree ad alta sismicità (caratterizzate dalla possibilità di terremoti violenti e dalla presenza di terremoti significativi con una certa frequenza), l'esperienza ha portato a mettere a punto soluzioni costruttive efficaci per la riduzione della vulnerabilità (contrafforti, catene, ammorsamenti, ecc.), che diventano parte integrante delle regole costruttive, specie nelle regioni con terremoti frequenti. Nelle aree a bassa sismicità (terremoti rari e non distruttivi), invece, tali elementi di presidio antisismico sono stati messi in atto solo nelle riparazioni o nelle ricostruzioni a seguito dei pochi terremoti significativi; il loro uso da parte dei costruttori veniva dimenticato dopo qualche generazione.

Risulta pertanto evidente che, per valutare oggi la sicurezza di una costruzione esistente, è necessaria un'adeguata conoscenza del manufatto, ma che non si possa in ogni caso prescindere da una analisi strutturale, finalizzata a tradurre in termini meccanici e quantitativi il comportamento accertato nella costruzione.

Per eseguire tale analisi è possibile definire diversi modelli interpretativi, di diverso grado di accuratezza, che possono interessare l'intera costruzione o sue singole parti. In particolare, a partire da un modello ottenibile con un livello minimo di conoscenza, ovvero basato su un numero limitato di informazioni, si possono definire modelli interpretativi via via più raffinati che vengono calibrati e validati attraverso

l'approfondimento della conoscenza. Si tratta di una sorta di meccanismo di definizione "iterativa" del modello interpretativo più affidabile per la costruzione.

3.3 Analisi sismica di strutture in muratura secondo le Normativa Italiana

Le attuali norme italiane per le costruzioni (NTC 2008 e OPCM 3431) e le *Linee guida per la valutazione e la riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale* (LLGG) fanno specifico riferimento all'adeguamento sismico del patrimonio architettonico.

In particolare queste ultime (LLGG) sono state redatte con l'intento di specificare un percorso di conoscenza, valutazione del livello di sicurezza nei confronti delle azioni sismiche e progetto degli eventuali interventi, concettualmente analogo a quello previsto per le costruzioni non soggette a tutela, ma opportunamente adattate alle esigenze e peculiarità del patrimonio culturale; la finalità è quella di formulare, nel modo più oggettivo possibile, il giudizio finale sulla sicurezza e sulla conservazione garantite da un eventuale intervento di miglioramento sismico. In particolare, il documento è riferito alle sole costruzioni in muratura.

Per la conservazione in condizioni di sicurezza del patrimonio culturale nei riguardi dell'azione sismica è necessario disporre di strumenti di analisi in grado di permettere le analisi di vulnerabilità e la valutazione del rischio del patrimonio culturale, nonché la progettazione degli interventi di miglioramento sismico.

Nel caso dei manufatti architettonici appartenenti al patrimonio culturale esistono però oggettive difficoltà a definire procedure di verifica dei requisiti di sicurezza analoghe a quelle applicate per gli edifici ordinari, in quanto la loro varietà tipologica e singolarità costruttiva (anche dovuta alle trasformazioni subite nel corso della storia dell'edificio e allo stato di conservazione) non consentono di indicare una strategia univoca ed affidabile di modellazione ed analisi. In queste valutazioni spesso si riscontrano incertezze in merito sia al modello di comportamento, sia ai parametri che lo definiscono. Le norme forniscono quindi solo delle linee guida generali e delegano al progettista il compito di definire un adeguato modello specifico per ogni situazione.

Pur nella consapevolezza che non sempre si possono applicare ai beni culturali tutelati le prescrizioni di modellazione e verifica indicate per gli edifici ordinari, è comunque necessario calcolare i livelli delle azioni sismiche corrispondenti al raggiungimento di ciascuno stato limite previsto per la tipologia strutturale dell'edificio, nella situazione

precedente e nella situazione successiva all'eventuale intervento. A tale fine dovranno essere impiegati i modelli ritenuti più affidabili.

In questa Direttiva viene dunque proposto un percorso di conoscenza, analisi sismica e progetto degli interventi che considera: le esigenze di conservazione, la volontà di preservare il manufatto dai danni sismici, i requisiti di sicurezza in relazione alla fruizione ed alla funzione svolta.

Ribadito quindi che per i beni culturali tutelati è possibile derogare rispetto all'adeguamento, dal punto di vista operativo, una possibile procedura in applicazione ai concetti espressi è la seguente:

- valutazione dell'indice di sicurezza sismica nella situazione attuale (funzionamento accertato): in questa fase si dovrà tenere debitamente conto anche di valutazioni qualitative su situazioni di vulnerabilità riconosciute ma difficilmente quantificabili;
- valutazione dell'indice di sicurezza sismica al quale il manufatto può essere portato con interventi compatibili con le esigenze di tutela;

L'obiettivo è evitare opere superflue, favorendo quindi il criterio del minimo intervento, ma anche evidenziare i casi in cui sia opportuno agire in modo più incisivo. La valutazione delle azioni sismiche corrispondenti al raggiungimento di determinati stati limite consente infatti, da un lato di giudicare se l'intervento progettato è realmente efficace (dal confronto tra lo stato attuale e quello di progetto), dall'altro fornisce una misura del livello di sicurezza sismica del manufatto a valle dell'intervento (in termini di vita nominale). Da questa impostazione risulta che spesso è opportuno accettare consapevolmente un livello di rischio sismico più elevato rispetto a quello delle strutture ordinarie, piuttosto che intervenire in modo contrario ai criteri di conservazione del patrimonio culturale.

Le Linee Guida attribuiscono grande importanza all'analisi storico-critica del manufatto, tesa all'identificazione del processo costruttivo e degli interventi che nel corso del tempo possono averne modificato l'assetto; fondamentale risulta anche essere il rilievo geometrico e strutturale, che deve includere l'analisi del quadro fessurativo e del danneggiamento strutturale. Viene inoltre data importanza all'identificazione delle proprietà meccaniche dei materiali mediante analisi in situ.

Anche l'accertamento del tipo e della consistenza del sistema di fondazione, unitamente alla caratterizzazione geotecnica del terreno compreso nel volume significativo di sottosuolo, costituiscono elementi necessari alla valutazione dell'azione sismica e dei suoi effetti sulla costruzione.

La conoscenza della costruzione storica in muratura è un presupposto fondamentale sia ai fini di una attendibile valutazione della sicurezza sismica attuale sia per la scelta di un efficace intervento di miglioramento.

Questa può essere conseguita con diversi livelli di approfondimento, in funzione dell'accuratezza delle operazioni di rilievo, delle ricerche storiche, e delle indagini sperimentali. Tali operazioni saranno funzione degli obiettivi preposti ed andranno ad interessare tutto o in parte l'edificio, a seconda della tipologia dell'intervento previsto.

Il grado di attendibilità del modello che verrà utilizzato nelle analisi sarà strettamente legato al livello di approfondimento ed ai dati disponibili. Da questo punto di vista vengono introdotti diversi livelli di conoscenza, ad approfondimento crescente, al quale saranno legati fattori di confidenza da utilizzare nell'analisi finalizzata sia alla valutazione dello stato attuale sia a seguito degli eventuali interventi.

Identificata la costruzione, in relazione all'approfondimento del rilievo geometrico e delle indagini materico-costruttiva, meccanica e sul terreno e le fondazioni, viene definito un *livello di conoscenza* a cui corrisponde un differente *fattore di confidenza*; questi fattori possono essere utilizzati come parametri di sicurezza, per tenere in conto l'eventuale incompleta determinazione dei parametri necessari per il modello di calcolo.

Il fattore di confidenza F_C , compreso fra 1 e 1.35, consente di graduare l'attendibilità del modello di analisi strutturale e tenerne conto nella valutazione dell'indice di sicurezza sismica (o della vita nominale).

Il fattore di confidenza si applica in modo diverso in funzione dei modelli per la valutazione della sicurezza sismica, che possono essere così classificati:

- modelli che considerano la deformabilità e la resistenza dei materiali e degli elementi strutturali;
- modelli che considerano l'equilibrio limite dei diversi elementi della costruzione, pensando il materiale muratura come rigido e non resistente a trazione (creazione di un cinematismo di blocchi rigidi, attraverso l'introduzione di opportune sconessioni).

Nel primo caso il fattore di confidenza si applica in genere alle proprietà dei materiali, in particolare riducendo le resistenze. I valori di partenza delle caratteristiche meccaniche, a cui eventualmente applicare il fattore di confidenza, saranno definiti in funzione del livello di conoscenza relativo alle proprietà meccaniche dei materiali.

Nel secondo caso, ossia di modelli di corpo rigido, nei quali la resistenza del materiale non viene tenuta in conto, il fattore di confidenza si applica direttamente alla capacità della struttura, ovvero riducendo l'accelerazione corrispondente ai diversi stati limite.

Il fattore di confidenza può essere determinato definendo diversi fattori parziali di confidenza F_{Ck} ($k=1,4$), sulla base dei coefficienti numerici riportati in Tab.8, i cui valori sono associati alle quattro categorie di indagine ed al livello di conoscenza in esse

raggiunto:

$$F_C = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck}$$

Rilievo geometrico	identificazione delle specificità storiche e costruttive della fabbrica	Proprietà meccaniche dei materiali	Terreno e fondazioni
rilievo geometrico completo $F_{C1} = 0.05$	restituzione ipotetica delle fasi costruttive basata su un limitato rilievo materico e degli elementi costruttivi associato alla compensazione delle vicende di trasformazione (indagini documentarie e tematiche) $F_{C2} = 0.12$	parametri meccanici desunti da dati già disponibili $F_{C3} = 0.12$	limitate indagini sul terreno e le fondazioni, in assenza di dati geotecnici e disponibilità d'informazioni sulle fondazioni $F_{C4} = 0.06$
rilievo geometrico completo, con restituzione grafica dei quadri fessurativi e deformativi $F_{C1} = 0$	restituzione parziale delle fasi costruttive e interpretazione del comportamento strutturale fondato su: a) limitato rilievo materico e degli elementi costruttivi associato alla compensazione e alla verifica delle vicende di trasformazione (indagini documentarie e tematiche, verifica diagnostica delle ipotesi storiche); b) esteso rilievo materico e degli elementi costruttivi associato alla compensazione delle vicende di trasformazione (indagini documentarie e tematiche) $F_{C2} = 0.06$	limitate indagini sui parametri meccanici dei materiali $F_{C3} = 0.06$	disponibilità di dati geotecnici e sulle strutture fondazionali; limitate indagini sul terreno e le fondazioni $F_{C4} = 0.03$
	restituzione completa delle fasi costruttive e interpretazione del comportamento strutturale fondato su un esaustivo rilievo materico e degli elementi costruttivi associato alla compensazione delle vicende di trasformazione (indagini documentarie e tematiche, eventuali indagini diagnostiche) $F_{C2} = 0$	estese indagini sui parametri meccanici dei materiali $F_{C3} = 0$	estese o esaustive indagini sul terreno e le fondazioni $F_{C4} = 0$

Tab. 8 Fattori di confidenza per strutture in muratura secondo le LLGG

Livello di Conoscenza	Geometria	Dettagli costruttivi	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC
LC1	Rilievo strutturale	Limitate verifiche in-situ	Limitate indagini in-situ	Tutti	1.35
LC2			Estese indagini in-situ	Tutti	1.20
LC3		Estese ed esaustive verifiche in-situ	Esaustive indagini in-situ	Tutti	1.00

Tab. 9 Livelli di conoscenza e fattori di confidenza per le strutture in muratura esistenti secondo OPCM 3274

3.4 Metodi di analisi sismica

Nel caso degli edifici esistenti in muratura, per l'analisi dei meccanismi sia locali che globali (NTC punto 8.7.1) è possibile ricorrere a diversi metodi, in funzione del modello con il quale vengono descritte la struttura ed il suo comportamento sismico.

[16]

In particolare è possibile fare riferimento ai seguenti:

- analisi statica lineare (forze statiche equivalenti)
- analisi dinamica modale
- analisi statica non lineare (push over)
- analisi dinamica non lineare

Questi metodi sono comuni ad altre tipologie strutturali; per le strutture in muratura, in particolare, è ammesso anche il metodo basato sull'analisi limite, inteso come:

- analisi cinematica lineare
- analisi cinematica non lineare

Nel seguito vengono illustrate le condizioni ed i limiti di utilizzo dei metodi di analisi sopra indicati in relazione alle specificità del patrimonio culturale.

3.4.1 Analisi statica lineare

L'analisi statica lineare consiste nell'applicazione di forze statiche equivalenti alle forze di inerzia indotte dall'azione sismica.

L'applicazione del sistema di forze distribuito lungo l'altezza viene fatta con l'assunzione di una distribuzione lineare degli spostamenti. Per gli edifici multipiano, le forze vengono applicate ad ogni livello dove si assume che queste siano concentrate; diversamente si adotta un carico distribuito proporzionale alle masse.

L'azione sismica di riferimento al suolo, per lo stato limite ultimo, viene in questo caso ridotta attraverso il fattore di struttura, per consentire una verifica in campo elastico; in questo modo si tiene implicitamente conto delle ulteriori capacità di spostamento, una volta raggiunta la resistenza limite, prima che la struttura arrivi allo stato limite ultimo. Si sottolinea che l'applicazione di questo metodo nel caso di edifici storici può risultare problematica per la difficoltà di definire appropriati fattori di struttura, con possibili conseguenze sulla definizione degli interventi.

Inoltre questo tipo di analisi va evitata in tutti i casi in cui il contributo dei modi superiori sia rilevante, come accade per le torri in muratura.

Qualora questo tipo di analisi possa essere considerato significativo, esso può essere condotto con riferimento ad un sistema di forze orizzontali, in ragione delle masse e delle loro quote, come descritto dalle NTC al punto 7.3.3.2. l'entità delle forze si ottiene dall'ordinata dello spettro di progetto corrispondente al periodo $T_1 = C_1 \cdot H^{3/4}$, dove H è l'altezza della costruzione, in metri, dal piano di fondazione e $C_1 = 0,050$.

La distribuzione delle forze da applicare sulla struttura segue la forma del primo modo di vibrare principale nella direzione in esame, valutata in modo approssimato.

La forza da applicare a ciascuna massa della costruzione è data dalla formula seguente:

$$F_i = F_h \cdot z_i \cdot W_i / \sum_j z_j W_j$$

F_h = $S_d(T_1) \cdot W \cdot \lambda / g$

F_i è la forza da applicare alla massa i-esima

W_i, W_j sono i pesi, rispettivamente, della massa i e della massa j

z_i, z_j sono le quote, rispetto al piano di fondazione, dalle masse i e j

$S_d(T_1)$ è l'ordinata dello spettro di risposta di progetto

W è il peso complessivo della costruzione

λ è un coefficiente pari a 0,85 se la costruzione ha almeno tre orizzontamenti e se $T_1 < 2T_C$, pari a 1,0 in tutti gli altri casi

g è l'accelerazione di gravità

Il valore da assumersi per il fattore di struttura dovrà essere giustificato dalle capacità di spostamento della struttura in campo fessurato, valutato sulla base sia della tipologia di manufatto, sia della qualità costruttiva (materiali, dettagli costruttivi, collegamenti).

È tuttavia opportuno segnalare che con un'analisi elastica lineare si riscontrano, generalmente, tensioni di trazione, non compatibili con le caratteristiche meccaniche della muratura, o elevate tensioni di compressione negli spigoli degli elementi, peraltro molto influenzate dalla discretizzazione adottata nel modello. Le verifiche puntuali potrebbero quindi non essere soddisfatte anche in condizioni che nella realtà sono sicure, a seguito di una locale redistribuzione tensionale nelle aree interessate, quale

effetto del comportamento fortemente non lineare dei materiali sottoposti a sollecitazioni elevate.

Nel caso in cui l'analisi sismica sia basata sulla valutazione distinta di diversi meccanismi locali, sia per una valutazione complessiva del manufatto, sia per una verifica nelle sole zone oggetto di intervento, è possibile utilizzare gli strumenti dell'analisi limite, in particolare nella forma del teorema cinematico. L'analisi cinematica lineare consiste nel calcolo del moltiplicatore orizzontale dei carichi che attiva il meccanismo di collasso e nella valutazione della corrispondente azione sismica.

3.4.2 Analisi dinamica modale

L'analisi dinamica modale (analisi dinamica lineare) viene condotta attraverso un modello elastico lineare e quindi la sua attendibilità nella valutazione del comportamento, in condizioni limite di resistenza, di antichi manufatti architettonici in muratura, è spesso limitata. Infatti, nel caso di strutture complesse, le analisi lineari possono essere utilmente applicate solo quando, dal confronto tra domanda e capacità, emerge che l'escursione in campo non lineare è modesta.

Può essere utilizzata per valutare il modo principale di vibrazione in ciascuna direzione (quello cui corrisponde il massimo valore del coefficiente di partecipazione) e determinare quindi un'attendibile distribuzione di forze da adottare nell'analisi statica lineare. Più discutibile è, invece, considerare il contributo dei modi superiori, che hanno poco significato per una struttura caratterizzata da un comportamento non lineare dei materiali già per valori modesti dell'azione orizzontale.

L'analisi modale con spettro di risposta, che presuppone il principio di sovrapposizione degli effetti e regole di combinazione modale calibrate su strutture a telaio, non dovrebbe quindi ritenersi attendibile, specie nel caso di strutture complesse, caratterizzate da trasformazioni e fasi costruttive differenti.

L'analisi dinamica modale può essere utilizzata con maggiore confidenza in presenza di strutture flessibili e strutturalmente ben modellabili, come ad esempio le torri, i campanili o altre strutture a prevalente sviluppo verticale. In questi casi possono risultare importanti i contributi dei modi superiori. Restano tuttavia inalterate le difficoltà di determinare opportuni fattori di struttura e fare riferimento a verifiche puntuali dello stato di sollecitazione.

L'analisi modale, associata allo spettro di risposta di progetto, può essere impiegata in modelli bi o tridimensionali per ottenere indicazioni sullo stato tensionale degli elementi. In questa analisi, devono essere considerati tutti i modi di vibrare con una massa partecipante maggiore del 5% e la somma delle masse partecipanti ai vari modi considerati deve essere maggiore del 85%. Per ottenere i risultati finali in termini di sforzi e spostamenti vengono poi impiegati metodi di combinazione quali SRSS CQC.

In accordo con le NTC, l'analisi dinamica lineare consiste:

- nella determinazione dei modi di vibrare della costruzione (analisi modale);
- nel calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per ciascuno dei modi di vibrare individuati;
- nella combinazione di questi effetti;

Per la combinazione degli effetti relativi ai singoli modi deve essere utilizzata una combinazione quadratica completa degli effetti relativi a ciascun modo:

$$E = \left(\sum_j \sum_i \rho_{ij} \cdot E_i \cdot E_j \right)^{1/2}$$

E_j valore dell'effetto relativo al modo j ;

ρ_{ij} coefficiente di correlazione tra il modo i ed il modo j , calcolato con formule di comprovata validità;

3.4.3 Analisi statica non lineare

L'analisi statica o cinematica non lineare consiste nella valutazione del comportamento sismico della struttura (legame forza-spostamento generalizzato) ed in particolare della capacità di spostamento allo stato limite ultimo, da confrontarsi con lo spostamento richiesto dal terremoto, valutato in termini spettrali. Tale analisi può essere eseguita con un modello che rappresenti il comportamento globale della costruzione o attraverso modelli di sottostrutture (macroelementi: porzioni architettoniche riconoscibili nei riguardi di particolari meccanismi di collasso), operando verifiche locali.

Nel caso dell'analisi statica non lineare, la curva di capacità della struttura può essere derivata dal legame forza-spostamento generalizzato, ottenuto attraverso un'analisi incrementale, utilizzando legami costitutivi non lineari e, se necessario, considerando la non linearità geometrica.

L'analisi consiste nell'applicare i carichi gravitazionali ed un sistema di forze orizzontali, che vengono scalate, mantenendo invariati i rapporti relativi tra le stesse, in modo da far crescere monotonamente lo spostamento orizzontale di un punto di controllo, fino al raggiungimento delle condizioni ultime.

In presenza di costruzioni fortemente irregolari, la distribuzione di forze inizialmente adottata potrebbe non essere più significativa per la struttura danneggiata; in questi casi è possibile fare ricorso ad analisi di tipo adattivo, aggiornando progressivamente la distribuzione di forze.

Nel caso dei beni architettonici, la varietà delle geometrie e dei sistemi costruttivi rende impossibile definire a priori le caratteristiche di una distribuzione di forze statiche equivalenti al sisma. L'analisi può, ad esempio, essere eseguita considerando due distinte distribuzioni di forze: a) una distribuzione di forze proporzionale alle masse; b) una distribuzione di forze analoga a quella utilizzata per l'analisi statica lineare, ovvero proporzionale al principale modo di vibrazione nella direzione di analisi.

Per quanto riguarda l'individuazione della capacità di spostamento ultimo, nel caso in cui il modello sia in grado di descrivere una risposta strutturale con degrado della resistenza, grazie a legami costitutivi dei materiali particolarmente sofisticati e/o condizioni limite sugli spostamenti dei singoli elementi strutturali, esso sarà definito in corrispondenza di una riduzione della reazione massima orizzontale pari al 20%;

nel caso invece siano utilizzati un legame elastico non lineare, quale è il modello di solido non resistente a trazione, o legami di tipo elastico perfettamente plastico, l'analisi sarà portata avanti fino a spostamenti significativi, senza la necessità di definire uno spostamento limite ultimo.

In entrambe le situazioni, al crescere dello spostamento del nodo di controllo dovrà essere valutata la compatibilità a livello locale in termini di fenomeni di crisi locale.

In alternativa al metodo degli elementi finiti, anche nel caso di un'analisi non lineare, è possibile fare ricorso all'analisi limite, attraverso un'analisi per cinematismi di collasso, assegnando incrementalmente al cinematismo configurazioni variare in spostamenti finiti di entità crescente.

Questa prende il nome di analisi cinematica non lineare e consente di valutare le capacità di spostamento del sistema dopo che il meccanismo si è attivato.

3.4.4 Analisi dinamica non lineare

L'analisi dinamica non lineare può essere utilizzata con modelli non lineari ad elementi finiti (o a telaio equivalente), purché i legami costitutivi siano in grado di simulare non solo il degrado di rigidità e resistenza a livello puntuale (o di singolo elemento strutturale), ma anche le caratteristiche dissipative associate al comportamento ciclico isteretico. Questo metodo di analisi non può prescindere dall'esecuzione, con lo stesso modello strutturale, di un'analisi statica non lineare, al fine di determinare la capacità di spostamento ultimo della struttura, eventualmente attraverso una limitazione della duttilità.

Dal punto di vista operativo, l'analisi dinamica non lineare presuppone l'utilizzo di diversi gruppi di accelerogrammi (almeno tre) selezionati in modo da risultare compatibili con lo spettro di risposta corrispondente al tipo di sottosuolo o diversamente determinati secondo quanto indicato al punto 3.2.3.6 delle NTC. È inoltre opportuno segnalare che, in funzione delle caratteristiche dinamiche della struttura, dovrà essere adeguatamente selezionato il passo temporale di integrazione delle equazioni del moto, eventualmente attraverso un'analisi di convergenza.

L'analisi dinamica non lineare, dato l'elevato onere computazionale richiesto, non rappresenta il metodo di analisi più utilizzato nella pratica ingegneristica comune.

È infatti opportuno utilizzare questo metodo di analisi solo in casi molto particolari, quando la complessità della struttura e l'importante contributo di diversi modi di vibrazione non consentono di ricondurre, con sufficiente attendibilità, la risposta sismica a quella di un sistema non lineare equivalente ad un solo grado di libertà. In tali casi, l'analisi dinamica non lineare spesso porta alla valutazione di una richiesta di spostamento inferiore a quella stimata con l'analisi statica non lineare.

3.5 Lo spettro di risposta elastico

La pericolosità sismica sull'intero territorio nazionale, approvata con D.M. 14 gennaio 2008 (NTC), fornisce i parametri dell'azione sismica in funzione delle coordinate geografiche a partire da un reticolo di lato pari a circa 5 km e per diversi periodi di ritorno, compresi tra 30 e 2475 anni. Nell'Allegato A alle NTC sono fornite le indicazioni per ottenere i parametri dell'azione sismica per una generica coordinata geografica ed un generico periodo di ritorno.

La rappresentazione dell'azione sismica mediante uno spettro di risposta è una forte semplificazione del fenomeno sismico in quanto l'azione è definita indirettamente attraverso l'effetto prodotto dal terremoto ed, inoltre, viene utilizzata una relazione deterministica per descrivere un fenomeno di natura aleatoria. Di contro la semplicità di tale rappresentazione ne consente un immediato utilizzo nella pratica progettuale fornendo risultati abbastanza accurati nel caso di sistemi lineari ad un grado di libertà.

Il moto sismico al suolo è fortemente influenzato dalle caratteristiche geologico-stratigrafiche e topografiche locali. In presenza di terreni eterogenei deformabili e in funzione della diversa rigidità e continuità degli strati più superficiali, nonché delle possibili irregolarità topografiche, possono manifestarsi effetti di amplificazione del moto sismico, sia in termini di accelerazione massima, sia di contenuto in frequenza. In questi casi è necessario effettuare specifiche analisi della risposta sismica locale, altrimenti è possibile valutare la risposta sismica con l'adozione di categorie di sottosuolo e topografiche definite dalle NTC.

Seguendo le indicazioni delle NTC 2008, l'azione sismica orizzontale è descritta da due componenti ortogonali considerate indipendenti e rappresentate mediante il medesimo spettro di risposta. La componente verticale del sisma viene trascurata poiché produce effetti significativi solo su particolari elementi strutturali come quelli a sbalzo, quelli precompressi, su travi che sostengono colonne, ecc.

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione è espresso da una forma spettrale (spettro normalizzato) riferita ad uno smorzamento convenzionale del 5%, moltiplicata per il valore della accelerazione orizzontale massima a_g su un sito di riferimento rigido orizzontale.

Lo spettro di risposta elastico della componente orizzontale è definito dalle espressioni :

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

nelle quali T ed S_e sono, rispettivamente, periodo di vibrazione ed accelerazione spettrale orizzontale.

Inoltre:

- S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione $S=S_S \cdot S_T$ essendo S_S il coefficiente di amplificazione stratigrafica ed S_T il coefficiente di amplificazione topografica;
- η è il fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscoso convenzionali ξ diversi dal 5% mediante la relazione $\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55$ dove ξ (espresso in percentuale) è valutato sulla base di materiali, tipologia strutturale e terreno di fondazione;
- F_0 è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale, ed ha valore minimo pari a 2,2;
- T_C è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, dato da $T_C = C_C \cdot T_C^*$ con C_C è un coefficiente funzione della categoria del sottosuolo;
- T_B è il periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante, $T_B = T_C / 3$;
- T_D è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, espresso in secondi mediante la relazione $T_D = 4,0 \cdot \frac{a_{eg}}{g} + 1,6$

Per la definizione dell'azione sismica di progetto si può fare riferimento ad un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento; ai fini della identificazione della categoria del sottosuolo, la classificazione si effettua in base ai valori della velocità equivalente $V_{S,30}$ di propagazione delle onde di taglio entro i primi 30 metri di profondità, definita

dall'espressione

$$V_{S,30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_{S,i}}} \text{ [m/s]}$$

Le NTC 2008 riportano una suddivisione nelle seguenti *categorie di sottosuolo*:

Categoria	Descrizione
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
B	<i>Rocce tenere e depositi a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> con spessori superiori a 30m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi fra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> con spessori superiori a 30m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi fra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> con spessori superiori a 30m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
E	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20m, posti su substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).</i>

e *categorie topografiche*:

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

3.6 Lo spettro di risposta di progetto

La capacità di un sistema strutturale di resistere all'azione sismica in campo non lineare permette in generale di adottare per l'analisi valori di forze agenti ridotto a cui corrisponde una risposta elastica lineare. Per evitare di dover condurre un'analisi non elastica della struttura viene presa in considerazione la sua capacità di dissipare energia, principalmente attraverso un comportamento duttile degli elementi costituenti; ciò permette di intraprendere un'analisi elastica basata su uno spettro di risposta ridotto rispetto a quello elastico, spettro detto quindi "di progetto".

La riduzione dello spettro di risposta viene condotta mediante l'introduzione del fattore di struttura q , il cui valore da utilizzare per ciascuna direzione della azione sismica dipende dalla tipologia strutturale, dal grado di iperstaticità e dai criteri di progettazione adottati e prende in conto le non linearità del materiale.

Secondo le NTC il coefficiente di struttura può essere calcolato tramite la seguente espressione:

$$q = q_0 \cdot K_R$$

$q_0 = 2,0 \alpha_u/\alpha_1$ per muratura ordinaria;

α_1 moltiplicatore della forza sismica orizzontale per il quale, mantenendo costanti le altre azioni, il primo pannello murario raggiunge la sua resistenza ultima;

α_u 90% del moltiplicatore della forza sismica orizzontale per il quale, mantenendo costanti le altre azioni, la costruzione raggiunge la massima forza resistente;

K_R fattore riduttivo che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione, con valore pari ad 1 per costruzioni regolari in altezza e pari a 0,8 per le costruzioni non regolari in altezza;

Il valore del rapporto α_u/α_1 può essere calcolato per mezzo di un'analisi statica non lineare e non può in ogni caso essere assunto superiore a 2.5; nel caso in cui non si proceda a tale analisi, le NTC forniscono valori di riferimenti (variabili fra 1,3 e 1,8) ed in particolare, per costruzioni in muratura ordinaria a due o più piani, è consentito assumere tale rapporto pari a 1.8.

3.7 Modello di valutazione per la tipologia strutturale a torre

L'assetto verticale di una torre espone questa ad un rischio significativo, non solo dovuto all'elevato livello tensionale agente alla base, ma anche all'intrinseca vulnerabilità alle azioni dinamiche conseguenti ad eventi quali terremoti, azione delle campane, vibrazioni indotte dal traffico o dall'effetto del vento. In particolare, l'entità dei carichi verticali, frequentemente molto elevati, può produrre fenomeni fessurativi nella muratura o cedimenti del terreno di fondazione e quindi azioni addizionali prodotte dal conseguente incremento dell'inclinazione. L'esteso quadro fessurativo rilevato in costruzioni di questo tipo testimonia inoltre l'effetto delle variazioni termiche e dello stato tensionale agente.

[17]

L'analisi strutturale di costruzioni a torre presenta alcuni aspetti caratteristici: queste costruzioni rappresentano in genere episodi di grande impegno costruttivo che in alcuni casi cimentano i materiali costruttivi già ai limiti anche solo per il peso proprio; fenomeno che risulta certamente accentuato in presenza di fuori piombo. L'evento

sismico, considerate le masse coinvolte e l'altezza su cui sono distribuite, rappresenta in genere lo scenario di carico più gravoso per la costruzione.

Il comportamento sismico di questa tipologia è dipendente da alcuni fattori specifici: la snellezza della struttura; il grado di ammorsamento delle pareti; l'eventuale presenza di strutture adiacenti più basse, in grado di fornire un vincolo orizzontale; la presenza nella parte sommitale di elementi architettonici snelli (guglie, vele campanarie, merlature, ecc.) o comunque vulnerabili (celle campanarie). La vulnerabilità è inoltre influenzata dalla presenza di stati di danneggiamento di altra natura, dovuti ad esempio alle vibrazioni indotte dalle campane o a problematiche in fondazione.

Per quanto riguarda le torri in muratura esistenti, queste sono caratterizzate dai più diversi valori di snellezza: esistono infatti torri molto tozze (ad esempio, alcune torri di avvistamento o bastioni di difesa medioevali) e campanili di grande snellezza. Se le prime possono essere considerate come costruzioni massive, per i grandi spessori murari formati da murature a sacco, i secondi possono essere considerati come delle strutture monodimensionali, con un comportamento a mensola.

L'ammorsamento delle pareti di una struttura muraria a prevalente sviluppo verticale è funzionale a garantire che questa si comporti come una mensola incastrata alla base, con una rigidità associata all'intera sezione muraria (conservazione della sezione piana) e non come un insieme di pareti distinte.

Le tecniche tradizionali per garantire un buon ammorsamento tra le pareti sono: la tessitura dei cantonali; la presenza di cerchiature e catene metalliche; la presenza di orizzontamenti ben collegati. Inoltre, deve essere valutato attentamente l'effetto dovuto alla presenza di spinte, nel caso di volte in muratura.

In generale le torri snelle, quando presentano caratteristiche tali da poterle considerare appunto elementi monodimensionali tipo mensola, presentano modi naturali di vibrare caratterizzati da periodi elevati quindi dovrebbero essere "protette" dallo spettro delle frequenze e degli usuali eventi sismici; tuttavia, quando la connessione fra le murature esterne non è garantita, questo tipo di costruzione manifesta un comportamento particolarmente vulnerabile.

Inoltre, nello studio di strutture di questo tipo, occorre prestare particolare attenzione alla presenza di strutture adiacenti che possono costituire un vincolo per la torre stessa.

Molto frequente è il caso di torri o campanili posti a contatto con altre strutture di minore altezza. Alcuni casi tipici sono: campanili inglobati o accostati alla chiesa; torri inglobate in vario modo nel tessuto urbano; torri inglobate nella cinta muraria. La presenza di vincoli orizzontali a diverse quote può mutare profondamente il comportamento della struttura, da una parte limitandone l'effettiva snellezza, dall'altra costituendo irrigidimenti localizzati e punti di possibile concentrazione degli sforzi (l'osservazione dei danni ha in genere dimostrato che queste situazioni sono causa di danni anche significativi).

Nei campanili, la cella campanaria può risultare un elemento particolarmente vulnerabile, in quanto sono presenti ampie bucatore che producono pilastri spesso snelli e poco caricati, con rotture a taglio per scorrimento. Analoghe considerazioni valgono per gli elementi snelli e svettanti, spesso presenti sulla sommità delle torri; la loro vulnerabilità è in primo luogo dovuta al modesto carico verticale (associato al solo peso proprio), che garantisce un limitato effetto stabilizzante nei riguardi del ribaltamento. Ancora più critico è l'effetto di amplificazione del moto sismico che si verifica nelle parti più alte della costruzione; l'osservazione dei danni ha infatti mostrato come celle campanarie simili si siano comportate in modo molto diverso, a parità di azione sismica alla base del campanile, e ciò a causa della diversa interazione tra sisma, terreno di fondazione, struttura e sovrastruttura.

Anche la presenza di aperture diffuse a vari livelli della costruzione costituisce una ulteriore vulnerabilità del punto di vista del comportamento per azioni sismiche, così come il danneggiamento o le deformazioni permanenti presenti sulla struttura stessa; danneggiamento rappresentato da un quadro fessurativo spesso piuttosto diffuso, dal degrado del materiale (dovuto ad effetti chimici o fisici) e da altri fenomeni che influenzano le originali caratteristiche e capacità di materiali e struttura.

Nelle torri in muratura le variazioni termiche sono causa delle tipiche fessure verticali che si sviluppano prevalentemente sulla facciata esposta a sud, la cui presenza incide in maniera spesso determinante sulla risposta sismica in quanto costituiscono un punto di debolezza per l'innescò e la propagazione di un quadro fessurativo più ampio; allo stesso modo anche le discontinuità (di materiale o nella geometria), dovute a differenti fasi costruttive o interventi successivi, possono essere causa di un cambiamento sostanziale nel comportamento a collasso.

Oltre alle caratteristiche intrinseche della torre, un altro aspetto importante per determinare la vulnerabilità sismica è la condizione di vincolo della struttura a livello del terreno, con particolare riferimento all'interazione terreno-struttura.

Il terreno di fondazione, attraverso la sua condizione stratigrafica e alle sue proprietà meccaniche, agisce come filtro nel trasferimento dello scuotimento dovuto al sisma alla struttura; inoltre il terreno può determinare un'amplificazione del sisma rispetto alla condizione di suolo rigido.

Pertanto, nell'analisi sismica l'interazione terreno- struttura è un aspetto fondamentale da considerare per determinare dei risultati il più possibile attendibili.

Nel caso di torri in muratura, questo aspetto assume maggior importanza se si considera un modello di trave a mensola vincolata alla base mediante molla avente rigidità determinata sulla base delle caratteristiche meccaniche del terreno: per questo tipo di modello, i parametri che governano la risposta dinamica sono certamente le caratteristiche del vincolo con il quale si rappresenta il terreno e le proprietà elastiche della muratura costituente la struttura.

Inoltre, le caratteristiche del terreno di fondazione sono fondamentali non solo per l'identificazione dinamica della struttura ma anche in relazione all'incremento della pendenza della torre, effetto questo molto comune dell'interazione terreno-struttura.

Durante un terremoto la capacità resistente che la torre è in grado di opporre è ridotta in quanto parte di questa è già impiegata nel sopportare l'incremento di sollecitazione da momento flettente dovuto a carichi eccentrici e a concentrazioni di forze che possono portare alla parzializzazione delle sezioni inferiori.

Considerata la minor complessità geometrica e costruttiva di queste costruzioni, rispetto ad altre tipologie analizzate strutturali, tutti questi aspetti possono essere in genere studiati con un'adeguata precisione, attraverso modelli strutturali affidabili e di dettaglio.

In questo caso si ritiene che, pur con le dovute cautele, anche i modelli lineari possano fornire indicazioni utili ed attendibili, in quanto la redistribuzione delle sollecitazioni in una struttura sostanzialmente isostatica è sempre modesta. Ciò consente l'utilizzo dell'analisi dinamica, in particolare di quella modale, particolarmente importante per comprendere gli aspetti di amplificazione del moto prima descritti.

La relativa chiarezza dello schema strutturale e del comportamento di questa tipologia strutturale consente, in molte situazioni reali, di ricondurre la struttura a modelli semplici e limitare ad alcuni casi tipici i meccanismi di danno e collasso.

3.7.1 Modelli meccanici semplificati

I meccanismi di danneggiamento e collasso di questa tipologia di strutture sono molteplici e dipendono sia dalla geometria (snellezza) sia dalle caratteristiche costruttive (qualità muraria e ammorsamenti). Nel caso di torri piuttosto tozze si riscontrano rotture a taglio, mentre in presenza di una qualità muraria scadente si verificano lesioni verticali, che partono dalla cella campanaria e tendono a dividere la struttura in parti.

In accordo con le LLGG, per una valutazione quantitativa con modelli meccanici semplificati è possibile fare riferimento al collasso per pressoflessione, ovvero considerare la torre come una mensola, sollecitata da un sistema di forze orizzontali oltre che dal proprio peso, che può andare in crisi in una generica sezione per schiacciamento nella zona compressa, a seguito della parzializzazione dovuta alla non resistenza a trazione.

La verifica a pressoflessione di una struttura snella in muratura si effettuerà confrontando il momento agente di calcolo con il momento ultimo resistente calcolato assumendo la muratura non resistente a trazione ed una opportuna distribuzione non lineare delle compressioni.

La verifica andrà eseguita, secondo le due direzioni principali di inerzia della sezione, a diverse altezze, in quanto non è possibile identificare a priori la sezione più critica, essendo presenti rastremazioni nello spessore della muratura ed indebolimenti per la presenza di aperture. A tale scopo si suddividerà la struttura in n settori di caratteristiche geometriche uniformi effettuando la verifica in corrispondenza di ogni cambio di sezione.

La verifica in ogni sezione andrà condotta secondo le due direzioni principali in quanto nella direzione di maggior rigidità il periodo di vibrazione principale essendo inferiore potrebbe generare una domanda sismica più elevata. Il momento agente di calcolo può essere valutato considerando un sistema di forze distribuite lungo l'altezza della

struttura, assumendo una forma lineare degli spostamenti. La forza da applicare in corrispondenza del baricentro di ciascun concio è data dalla formula seguente:

$$F_i = \frac{W_i z_i}{\sum_{k=1}^n W_k z_k} F_h$$

F_h = $0,85S_e(T_1) \cdot W/g$ (si assume per una torre il periodo fondamentale sempre maggiore di T_B , periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante);

W_i, W_k sono i pesi, rispettivamente, dei settori i e k ;

z_i, z_k sono le altezze dei baricentri dei settori i e k rispetto alle fondazioni;

$S_e(T_1)$ è l'ordinata dello spettro di risposta elastico, funzione del primo periodo T_1 della struttura secondo la direzione considerata;

$W = \sum W_i$ è il peso complessivo della struttura;

q è il fattore di struttura che può essere assunto pari a 3.6, nel caso di strutture regolari in elevazione, o ridotto fino a 2.8, in presenza di bruschi cambiamenti di rigidezza lungo l'altezza o di strutture adiacenti a contatto;

g è l'accelerazione di gravità

La risultante delle forze sismiche agenti nella sezione i -esima è data da:

$$F_{hi} = \frac{\sum_{k=i}^n z_k W_k}{\sum_{k=1}^n W_k z_k} F_h$$

L'altezza z_{Fi} cui applicare la forza F_{hi} viene valutata attraverso la relazione:

$$z_{Fi} = \frac{\sum_{k=1}^n z_k^2 W_k}{\sum_{k=1}^n W_k z_k} - z_{i^*}$$

z_k quota del baricentro della massa del k -esimo settore rispetto alla base, di peso W_k

z_{i^*} la quota della i -esima sezione di verifica rispetto alla base

Imponendo l'uguaglianza tra il momento ultimo ed il momento di progetto $M_{u,i} = F_{hi} \cdot z_{Fi}$ è possibile ricavare il valore dell'ordinata dello spettro di risposta elastico corrispondente al raggiungimento dello stato limite SLV nella sezione i-esima:

$$S_{e,SLV,i}(T_1) = \frac{q \cdot g \cdot M_{u,i} \sum_{k=1}^n z_k W_k}{0.85W \left(\sum_{k=1}^n z_k^2 W_k - z_{i^*} \sum_{k=1}^n z_k W_k \right) F_C}$$

In base a tale valore si determina il tempo di ritorno T_{SLV} dell'azione sismica corrispondente, mediante un procedimento iterativo che utilizza i dati disponibili in appendice delle NTC relativi ai 9 tempi di ritorno riportati (30 anni, 50 anni, 72 anni, 101 anni, 140 anni, 201 anni, 475 anni, 975 anni, 2475 anni). Al tempo di ritorno T_{SLV} così valutato sono associati i corrispondenti valori di a_g , F_0 e T^*_C , attraverso i quali sono definiti tutti i parametri dello spettro.

Individuata la sezione nella quale si raggiunge lo stato limite per l'accelerazione spettrale minima $S_{e,SLV}$, il valore dell'accelerazione massima del suolo corrispondente al raggiungimento dello stato limite ultimo SLV può essere calcolato come:

$$a_{SLV} = \begin{cases} \frac{S_{e,SLV}}{SF_0} \longrightarrow T_B \leq T_1 < T_C \\ \frac{S_{e,SLV}}{SF_0} \frac{T_1}{T_C} \longrightarrow T_C \leq T_1 < T_D \end{cases}$$

dove

- T_1 è il primo periodo di vibrazione della struttura, che può essere valutato attraverso:
 - a) l'analisi modale di un modello a mensola equivalente;
 - b) algoritmi iterativi che considerano la variazione delle masse e delle rigidzze lungo l'altezza (adottando, per i materiali, i valori dei moduli elastici fessurati), a partire da una forma modale opportunamente assunta;
 - c) formule semplificate,
- T_B, T_C e T_D sono i periodi caratteristici dello spettro di risposta;
- $S = S_S \cdot S_T$ è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle caratteristiche topografiche;

Infine si determina l'**Indice Sismico** dal rapporto tra l'accelerazione di collasso e l'accelerazione massima attesa nel sito ($a_{g,SLV}$)

$$I_s = \frac{a_{SLV}}{a_{g,SLV}}$$

Tale parametro consente di quantificare la condizione del manufatto nei confronti dell'azione sismica corrispondente al raggiungimento dello SLV: in particolare, affinché sia assicurata la sicurezza allo stato limite ultimo, l'indice sismico deve risultare >1 .

CAPITOLO 4

CARATTERIZZAZIONE DINAMICA DELLA TORRE

4.1 Analisi svolte

Il comportamento dinamico della Torre Civica di Ravenna è stato valutato utilizzando un'analisi dinamica modale, condotta con riferimento alle diverse condizioni di configurazione del complesso strutturale: Torre nella sua altezza complessiva, ad altezza ridotta e Torre mozzata ed ingabbiata e foderata di calcestruzzo al suo interno;

Nel caso particolare di strutture alte e snelle (come sono le torri appunto), nella caratterizzazione strutturale gli effetti dell'interazione dinamica terreno-struttura, come previsto dall'Eurocodice 8, devono essere tenuti in considerazione.

A tal fine è necessario definire, oltre alle caratteristiche geometriche e meccaniche della struttura in elevazione, anche i parametri di rigidezza e smorzamento del sistema terreno-fondazione.

4.2 Caratteristiche meccaniche

4.2.1 Muratura

Per quanto concerne le caratteristiche meccaniche della muratura, si assumono:

- Resistenza a compressione dei paramenti esterni **$f_m = 1.5 \div 2 \text{ MPa}$**
- Resistenza a compressione del riempimento **$f_r = 0.8 \text{ MPa}$**
- Peso specifico della muratura di mattoni **$\gamma_m = 18 \text{ kN/m}^3$**
(in accordo con i dati da relazione ISMES)
- Modulo elastico *approssimato* della muratura **$E_m = 1000 \cdot f_m = 1500 \text{ MPa}$**
- Modulo elastico *approssimato* del riempimento **$E_r = 1000 \text{ MPa}$**
- Coefficiente di omogeneizzazione muratura/riempimento
 $n = 1/1.5 = 0.67$
- Coefficiente di attrito **$\mu_m = 0.35$**
- Resistenza media a taglio della muratura in assenza di sforzo normale:
per una muratura in mattoni pieni e malta di calce, la tabella C8A.2.1 della
Circolare alle NTC fornisce un valore pari a **$\tau_0 = 0.06 \text{ MPa}$**

Tipologia di muratura	f_m	τ_0	E	G	w
	(N/cm ²)	(N/cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(kN/m ³)
	Min-max	min-max	min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	100	2,0	690	230	19
	180	3,2	1050	350	
Muratura a conci sbozzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno	200	3,5	1020	340	20
	300	5,1	1440	480	
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	260	5,6	1500	500	21
	380	7,4	1980	660	
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	140	2,8	900	300	16
	240	4,2	1260	420	
Muratura a blocchi lapidei quadrati	600	9,0	2400	780	22
	800	12,0	3200	940	
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	240	6,0	1200	400	18
	400	9,2	1800	600	
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura \leq 40%)	500	24	3500	875	15
	800	32	5600	1400	
Muratura in blocchi laterizi semipieni (perc. foratura < 45%)	400	30,0	3600	1080	12
	600	40,0	5400	1620	
Muratura in blocchi laterizi semipieni, con giunti verticali a secco (perc. foratura < 45%)	300	10,0	2700	810	11
	400	13,0	3600	1080	
Muratura in blocchi di calcestruzzo o argilla espansa (perc. foratura tra 45% e 65%)	150	9,5	1200	300	12
	200	12,5	1600	400	
Muratura in blocchi di calcestruzzo semipieni (foratura < 45%)	300	18,0	2400	600	14
	440	24,0	3520	880	

Tab. 10 C8A.2.1 - Valori di riferimento dei parametri meccanici (minimi e massimi) e peso specifico medio per diverse tipologie di muratura, riferiti alle seguenti condizioni: malta di caratteristiche scarse, assenza di ricorsi (listature), paramenti semplicemente accostati o mal collegati, muratura non consolidata, tessitura (nel caso di elementi regolari) a regola d'arte

Nel caso delle *murature storiche*, i valori indicati nella tab.10 (Tabella C8A.2.1 §16.bis), sono da riferirsi a condizioni di muratura con malta di scadenti caratteristiche, giunti non particolarmente sottili ed in assenza di ricorsi o listature che, con passo costante, regolarizzano la tessitura ed in particolare l'orizzontalità dei corsi. Inoltre si assume che, per le murature storiche, queste siano a paramenti scollegati, ovvero manchino di sistematici elementi di connessione trasversale (o di ammorsamento per ingranamento tra i paramenti murari).

Nel caso in cui il nucleo interno sia ampio rispetto ai paramenti e/o particolarmente scadente, è opportuno ridurre opportunamente i parametri di resistenza e deformabilità, attraverso una *omogeneizzazione delle caratteristiche meccaniche nello spessore*. In assenza di valutazioni più accurate è possibile penalizzare i suddetti parametri meccanici attraverso il coefficiente indicato in tab.11 (Tabella C8A.2.2 [16.bis])

Tipologia di muratura	Malta buona	Giunti sottili (<10 mm)	Ricorsi o listature	Connessioni trasversale	Nucleo scadente e/o ampio	Iniezione di miscele leganti	Intonaco armato *
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,5	-	1,3	1,5	0,9	2	2,5
Muratura a conci sbozzati, con parametro di limitato spessore e	1,4	1,2	1,2	1,5	0,8	1,7	2
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	1,3	-	1,1	1,3	0,8	1,5	1,5
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	1,5	1,5	-	1,5	0,9	1,7	2
Muratura a blocchi lapidei squadriati	1,2	1,2	-	1,2	0,7	1,2	1,2
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	1,5	1,5	-	1,3	0,7	1,5	1,5

Tab. 11 *Tabella C8A.2.2 - Coefficienti correttivi dei parametri meccanici*

La muratura costituente la Torre è infatti una muratura a sacco con nucleo scadente e piuttosto ampio pertanto la tabella C8A.2.2 prevede di applicare un coefficiente correttivo pari a 0.7, che consente di assumere un valore della resistenza a taglio della muratura omogeneizzata pari a $\tau_0 = 0.042 \text{ MPa}$

Analoga considerazione viene fatta, al fine di considerare nel calcolo la presenza del nucleo della muratura a sacco, sul modulo elastico e sulla resistenza a compressione ottenuta dalle prove sui paramenti esterni.

Applicando il coefficiente correttivo pari a 0.7 di cui sopra, per la muratura omogeneizzata si considerano:

- Modulo elastico $E_{m,omog} = 0.7 \cdot 1500 \text{ MPa} = 1050 \text{ MPa}$
- Resistenza a compressione $f_{m,omog} = 0.7 \cdot 2 \text{ MPa} = 1.4 \text{ MPa}$

A queste caratteristiche meccaniche, applicando il fattore di confidenza $FC=1.35$ (in accordo con la tabella C8A.1.2 della Circolare alle NTC), corrispondono rispettivamente:

$$f_{md} = \frac{f_m}{FC} = 1.04 \text{ MPa} \quad \text{resistenza a compressione di calcolo}$$

$$\tau_d = \frac{\tau_0}{FC} = 0.03 \text{ MPa} \quad \text{resistenza a taglio in assenza di sforzo normale di calcolo}$$

$$\mu_d = \frac{\mu_m}{FC} = 0.26 \quad \text{coefficiente di attrito di calcolo}$$

A rigore, il FC andrebbe valutato singolarmente per tutti i materiali (muratura, acciaio,cls). La finalità di questo studio è però la verifica delle attuali condizioni della Torre e non la progettazione; tale coefficiente assume il significato di parametro prudenziale da applicare per ottenere dei valori convenzionali per il calcolo.

4.2.2 Interazione terreno – struttura

[18]

Se il terreno di fondazione non è assimilabile ad una roccia (in ambito ingegneristico convenzionalmente si definisce “roccia” un materiale caratterizzato da una velocità delle onde di taglio V_s maggiore di 700÷800 m/s), si genera interazione tra terreno e struttura. Tale fenomeno è noto in letteratura come SSI (*Soil Structure Interaction*).

In presenza di SSI, il sistema combinato terreno-fondazione-sovrastuttura può avere caratteristiche dinamiche sostanzialmente diverse da quelle del sistema a base fissa (senza interazione).

Sotto azioni sismiche, l'interazione che si genera tra la struttura ed il terreno di fondazione può essere distinta in due differenti meccanismi, generalmente noti come interazione “cinematica” ed “inerziale” (Gazetas e Mylonakis, 1998). Il primo meccanismo (interazione cinematica) fa sì che il moto della fondazione in virtù della sua rigidità sia diverso da quello del terreno in condizioni di campo libero (la fondazione e la sovrastuttura sono supposte prive di massa).

Il secondo meccanismo (interazione inerziale) si origina perché la struttura (inclusa la fondazione) oscillando induce sollecitazioni alla base (taglio e momento), che causano ulteriori spostamenti relativi tra la fondazione ed il terreno interagente con essa.

L'interazione terreno-struttura fa aumentare: (i) il periodo fondamentale della struttura rispetto al caso di base fissa; (ii) lo smorzamento del sistema grazie all'aliquota di energia dissipata attraverso il terreno di fondazione (smorzamento radiativo).

Poiché entrambi gli effetti fanno aumentare i periodi del sistema accoppiato e, quindi, riducono le accelerazioni spettrali e le conseguenti azioni sismiche sulla sovrastuttura, la prassi prevede di trascurare la SSI nella progettazione strutturale a vantaggio di sicurezza. Studi più recenti (Mylonakis & Gazetas, 2000; Jeremic et al., 2004), hanno tuttavia messo in evidenza situazioni in cui l'interazione terreno-struttura, se trascurata, può portare ad una valutazione poco cautelativa della sicurezza della sovrastuttura. In certi casi infatti può accadere che le massime ordinate spettrali in accelerazione siano

spostate verso gli alti periodi e, quindi, trascurare gli effetti di SSI non sarebbe più a vantaggio di sicurezza.

In particolare, nelle strutture alte e snelle (come sono le torri appunto), gli effetti dell'interazione dinamica terreno-struttura, come previsto dall'Eurocodice 8, devono essere tenuti in considerazione.

A tal fine è necessario definire i parametri di rigidezza e smorzamento del sistema terreno-fondazione.

Il parametro principale di rigidezza del terreno sotto un carico sismico è il modulo di taglio G , che va quindi adeguatamente caratterizzato.

Inoltre in presenza di azioni sismiche intense, il terreno non ha più un comportamento elastico lineare e, pertanto, i parametri elastici da assegnare al terreno devono essere accuratamente stabiliti. Ad esempio, le Norme FEMA 273/October 1997 (Federal Emergency Management Agency “*Guidelines for the seismic rehabilitation of buildings*”) suggeriscono di stimare gli effetti di SSI con criteri di fascia del tipo upper-bound e lower-bound assegnando al terreno, nel primo caso, la massima rigidezza G_0 e, nel secondo caso, la rigidezza G_{ep1} , compatibile con il livello di deformazione che il sisma atteso può indurre.

[19]

In particolare, in accordo con tali Norme, il modulo di taglio iniziale è correlato alla velocità delle onde di taglio V_s e alla densità di massa del terreno ρ mediante la relazione:

$$G_0 = \rho \cdot V_s^2$$

Questo valore del modulo viene assunto come “*upper bound*” per la caratterizzazione del terreno di fondazione.

La maggior parte dei terreni manifesta un comportamento non lineare e il modulo delle onde di taglio decresce all'aumentare dello sforzo tagliente. Il modulo di taglio effettivo G può essere stimato a partire dal coefficiente dell'accelerazione di picco per il sito in esame, in accordo con la Tab.10 riportata in seguito.

	Effective Peak Acceleration, $S_{X5}/2.5$	
	0.10	0.70
Ratio of effective to initial shear modulus (G/G_0)	0.50	0.20
Ratio of effective to initial shear wave velocity (v_s'/v_{s0})	0.71	0.45

Tab. 12 FEMA273 Modulo di taglio e velocità delle onde effettivi

Secondo tale Norma, il valore del modulo G_{epI} che rappresenta il “*lower bound*”, può essere assunto pari a metà del modulo di taglio effettivo.

4.2.3 Terreno di fondazione

Gli aspetti della risposta determinati dalla presenza del terreno, inteso come un continuo deformabile dotato di geometria e condizioni al contorno proprie, devono quindi essere condotti accoppiando il terreno di fondazione al manufatto ed eseguendo un’analisi di interazione terreno-struttura.

Secondo un approccio semplificato, considerando il terreno sottostante la Torre come un mezzo isotropo elastico, la sovrastruttura viene pensata vincolata alla base mediante molla rotazionale avente rigidezza K_α che dipende dalle proprietà del mezzo e dalla geometria della fondazione.

Dalle indagini condotte, come descritto ai par. 2.2.5 e 2.2.6, la fondazione sembra essere costituita da un allargamento della muratura del 1° livello che porta la superficie di appoggio torre-terreno alle dimensioni di 7.72x7.72 m, alla quota di ≈ 5.00 m dal p.c. . L’ultima campagna di indagine condotta ha altresì messo in evidenza la presenza di pali corti affiancati di lunghezza pari a circa 1.5 metri sotto il masso di fondazione (a conferma di quanto già ipotizzato nelle indagini precedenti); l’influenza di questi può essere modellata come un approfondimento del piano di posa della fondazione fino a 2/3 della lunghezza dei pali stessi.

L’approfondimento della fondazione può essere quindi assunto pari a 6 metri.

Per quanto riguarda il terreno sottostante, la stratificazione riscontrata può essere sintetizzata con un modello stratigrafico organizzato come segue:

strato 1 (da quota 0.00 m a -5.00 m dal p.c.) costituito dall'opera di fondazione vera e propria da materiale vario di riempimento;

strato 2 (da quota -5.00 m a -9.50 m dal p.c.) costituito prevalentemente da argilla limoso sabbiosa e sabbia argillosa con frammenti di cotto;

strato 3 (al di sotto di -9.50 m dal p.c.) costituito da sabbia fine limosa di colore grigio;

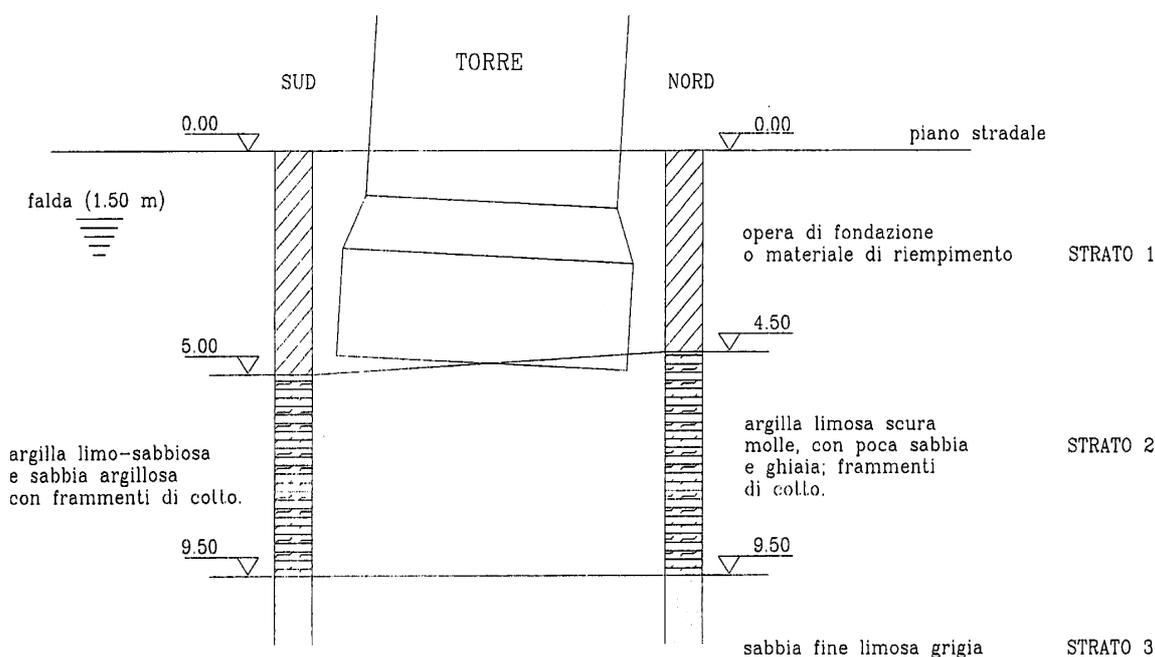


Fig. 40 Schematizzazione della stratigrafia

Lo strato argilloso immediatamente sottostante la fondazione, indagato con prova penetrometrica statica SPT, ha fornito un valore di resistenza alla punta $q_c = 11 \text{ Kg/cm}^2 = 1100 \text{ kPa}$ (dati ottenuti da campagna geognostica A.C.M.A.R.).

[20]

Con riferimento alla relazione proposta da **Mayne e Rix (1995)**, è possibile correlare questo parametro con la velocità delle onde di taglio:

$$V_s = 1.75 q_c^{0,627} = 1.75 \cdot (1100 \text{ kPa})^{0,627} = 141 \text{ m/s}$$

Recenti analisi, condotte con i dati a disposizione (Maggio 2012) ma con correlazioni più accreditate, hanno fornito valori medi (Benedetti, Marchi) che si avvicinano maggiormente ad una velocità delle onde di taglio $V_s = 216 \text{ m/s}$, valore che verrà quindi considerato nelle calcolazioni che seguono.

Con riferimento ai risultati delle prove in sito recentemente realizzate, in particolare a quelle eseguite con cono sismico (SCPT), si assume il terreno come semispazio omogeneo caratterizzato da un valore del peso di volume $\gamma=20.0 \text{ kN/m}^3$; si può dunque valutare il valore del modulo elastico di taglio iniziale come:

$$G_0 = \rho \cdot V_s^2 = (\gamma/g) \cdot V_s^2 = 93.3 \text{ MPa}$$

Con un'accelerazione di picco (che verrà calcolata nel dettaglio successivamente) pari a $a_g = 0.163g$, si determina un modulo di taglio effettivo pari a $G = 0.5 \cdot G_0 = 46.7 \text{ MPa}$ che consente di determinare il valore :

$$G_{\text{epI}} = G/2 = 23.35 \text{ MPa}$$

e che può quindi essere assunto come valore di soglia inferiore da assumere per il calcolo della rigidezza della molla rotazionale.

Assumendo infine come coefficiente di Poisson un valore medio fra quelli proposti per le sabbie, pari a $\nu = 0.4$ (il terreno viene considerato saturo) , si può giungere alla determinazione dei moduli elastici per lo strato in esame, considerando i due valori limite del modulo di taglio

$$E_{\text{max}} = 2G_0 (1+\nu) = 261.2 \text{ MPa}$$

$$E_{\text{min}} = 2G_{\text{epI}} (1+\nu) = 65.4 \text{ MPa}$$

[21]

Come proposto da C. Viggiani, Fondazioni (1999), per una fondazione rigida poggiante su di un mezzo elastico di costanti E, ν , il valore della rigidezza di una molla rotazionale che rappresenta lo strato in esame, può essere espresso nella forma seguente:

$$K_{\alpha} = \frac{E \cdot B^3}{I_{\alpha} (1 - \nu^2)}$$

nella quale B è una dimensione caratteristica della fondazione e I_{α} è un coefficiente di influenza adimensionale il cui valore dipende dalla forma in pianta della fondazione e dal modello di sottosuolo.

Per il caso di semispazio elastico, si riportano nella tabella seguente alcuni valori del coefficiente I_{α} :

Forma della fondazione		Dimensione caratteristica B	I_{α}
circolare		Diametro	6
quadrata		Lato	3,8
Rettangolare di lati L e B (L≠B)	B/L	Lato B attorno al quale agisce il momento	0,09
	0,2		0,30
	0,33		0,79
	0,50		2,00
	0,75		3,80
	1,00		3,22
	1,25		9,27
	1,50		12,9
	1,75		17,2
	2,00		40,7
3,00	118		
5,00			

Tab. 13 Valori del coefficiente di influenza adimensionale I_{α} ; [Viggiani (1999), "Fondazioni"]

Pertanto i valori di rigidezza della molla rotazionale relativa allo strato saranno pari a:

$$K_{\alpha,\max} = \frac{2612 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \cdot (772\text{cm})^3}{3.8(1-0.4^2)} = 3.764975816 \cdot 10^{11} [\text{Kg} \cdot \text{cm}] = 3.77 \cdot 10^6 [\text{t} \cdot \text{m}]$$

$$K_{\alpha,\min} = \frac{654 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \cdot (772\text{cm})^3}{3.8(1-0.4^2)} = 9.42685369 \cdot 10^{10} [\text{Kg} \cdot \text{cm}] = 0.94 \cdot 10^6 [\text{t} \cdot \text{m}]$$

[22]

Questi valori vengono ulteriormente incrementati per tenere in considerazione l'approfondimento della fondazione, mediante il coefficiente (Gazetas, 1991):

$$f_D = \left\{ 1 + 1.26 \frac{d}{b} \left[1 + \frac{d}{b} \left(\frac{D}{d} \right)^{0.2} \sqrt{\frac{b}{L}} \right] \right\}$$

Dove

$L=7.72$ m ; $b=L/2=3.86$ m sono le dimensioni della fondazione;

$d=6$ m è l'approfondimento del piano di posa della fondazione;

$D= d$ è la quota parte di d che contribuisce al vincolo laterale offerto dal terreno (il terreno si ipotizza essere a contatto con la fondazione lungo tutta l'altezza dell'approfondimento);

($d/b= 6.00/3.86= 1.55$; $d/D= 1$; $b/L =0.5$)

Pertanto:

$$f_D = \left\{ 1 + 1.26 \cdot 1.55 \left[1 + 1.55(1)^{0.2} \sqrt{0.5} \right] \right\} = 5.09$$

$$K_{\alpha, \max} = \frac{E \cdot B^3}{I_{\alpha}(1-\nu^2)} \cdot f_D = 1.92 \cdot 10^7 [\text{t} \cdot \text{m}]$$

$$K_{\alpha, \min} = \frac{E \cdot B^3}{I_{\alpha}(1-\nu^2)} \cdot f_D = 4.78 \cdot 10^6 [\text{t} \cdot \text{m}]$$

Gazetas propone invece, per il calcolo della rigidezza della molla rotazionale, un'espressione che prevede l'utilizzo dei moduli di taglio. In particolare:

$$K_{\alpha} = \frac{3.6 \cdot GB^3}{(1-\nu)}$$

Con

$B=L/2=7.72/2=3.86$ m dimensione della fondazione

G modulo di taglio

ν coefficiente di Poisson

$$K_{\alpha} = \frac{3.6 \cdot GB^3}{(1-\nu)} = \frac{3.6 \cdot (3.86\text{m})^3}{(1-0.4)} G$$

Pertanto i valori di rigidezza della molla rotazionale relativa allo strato saranno pari a:

$$K_{\alpha, \max} = \frac{3.6 \cdot GB^3}{(1-\nu)} = 345.07\text{m}^3 \cdot G_0 = 345.07\text{m}^3 \cdot 9330000 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} =$$

$$= 3.2195031 \cdot 10^9 [\text{Kg} \cdot \text{m}] = 3219503.1 [\text{t} \cdot \text{m}]$$

$$K_{\alpha, \min} = \frac{3.6 \cdot GB^3}{(1-\nu)} = 345.07\text{m}^3 \cdot G_{\text{epI}} = 345.07\text{m}^3 \cdot 2335000 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} =$$

$$= 0.80573845 \cdot 10^9 [\text{Kg} \cdot \text{m}] = 805738.45 [\text{t} \cdot \text{m}]$$

Questi valori vengono ulteriormente incrementati per tenere in considerazione l'approfondimento della fondazione, mediante il coefficiente (Gazetas, 1991) come nel caso precedente:

$$f_D = \left\{ 1 + 1.26 \frac{d}{b} \left[1 + \frac{d}{b} \left(\frac{D}{d} \right)^{0.2} \sqrt{\frac{b}{L}} \right] \right\}$$

$$f_D = \left\{ 1 + 1.26 \cdot 1.55 \left[1 + 1.55(1)^{0.2} \sqrt{0.5} \right] \right\} = 5.09$$

Si ottengono come valori limite da attribuire alla molla rotazionale di base:

$$K_{\alpha,\max} = \frac{3.6 \cdot G_0 B^3}{(1-\nu)} \cdot 5.09 = 1.64 \cdot 10^7 [\text{t} \cdot \text{m}]$$

$$K_{\alpha,\min} = \frac{3.6 \cdot G_{\text{epi}} B^3}{(1-\nu)} \cdot 5.09 = 4.10 \cdot 10^6 [\text{t} \cdot \text{m}]$$

Si considerano quindi le seguenti caratteristiche meccaniche per il terreno di fondazione:

- Pressione limite del terreno in condizioni non drenate

$$^{[23]}q_f = 5.70 \cdot c_u + \gamma D = 5.7 \cdot 0.0375 \text{MPa} + 20.0 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3} \cdot 6\text{m} = 0.333 \text{MPa}$$

- Rigidezza del piano di posa della fondazione VIGGIANI

$$K_{\alpha,\max} = 1.92 \cdot 10^7 [\text{t} \cdot \text{m}] = 1.92 \cdot 10^8 [\text{KN} \cdot \text{m}]$$

$$K_{\alpha,\min} = 4.78 \cdot 10^6 [\text{t} \cdot \text{m}] = 4.78 \cdot 10^7 [\text{KN} \cdot \text{m}]$$

$$\text{Valore medio } K_{\alpha} = 1.2 \cdot 10^7 [\text{t} \cdot \text{m}] = 1.2 \cdot 10^8 [\text{KN} \cdot \text{m}]$$

- Rigidezza del piano di posa della fondazione GAZETAS

$$K_{\alpha,\max} = 1.64 \cdot 10^7 [\text{t} \cdot \text{m}] = 1.64 \cdot 10^8 [\text{KN} \cdot \text{m}]$$

$$K_{\alpha,\min} = 4.10 \cdot 10^6 [\text{t} \cdot \text{m}] = 4.10 \cdot 10^7 [\text{KN} \cdot \text{m}]$$

$$\text{Valore medio } K_{\alpha} = 1.02 \cdot 10^7 [\text{t} \cdot \text{m}] = 1.02 \cdot 10^8 [\text{KN} \cdot \text{m}]$$

- Per la stessa Torre di Ravenna Benedetti/Marchi suggeriscono di assumere :

$$\text{Valore medio } K_{\alpha} = 2.165 \cdot 10^7 [\text{t} \cdot \text{m}] = 2.165 \cdot 10^8 [\text{KN} \cdot \text{m}]$$

4.3 Sismicità della zona di Ravenna

[24]

L'Emilia-Romagna, in relazione alla situazione nazionale, è interessata da una sismicità "media"; si riporta nel seguito, in forma tabellare, l'elenco dei principali eventi sismici registrati nel corso dei secoli, sia nell'area dell'Italia centrale (tab.10), sia con specifico riferimento alla provincia di Ravenna (tab.11).

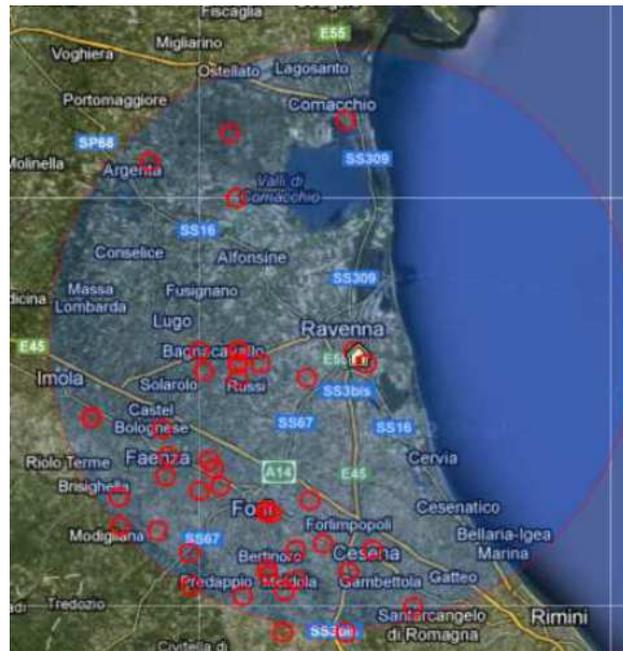


Fig. 42 Localizzazione dei recenti eventi sismici nell'area di Ravenna

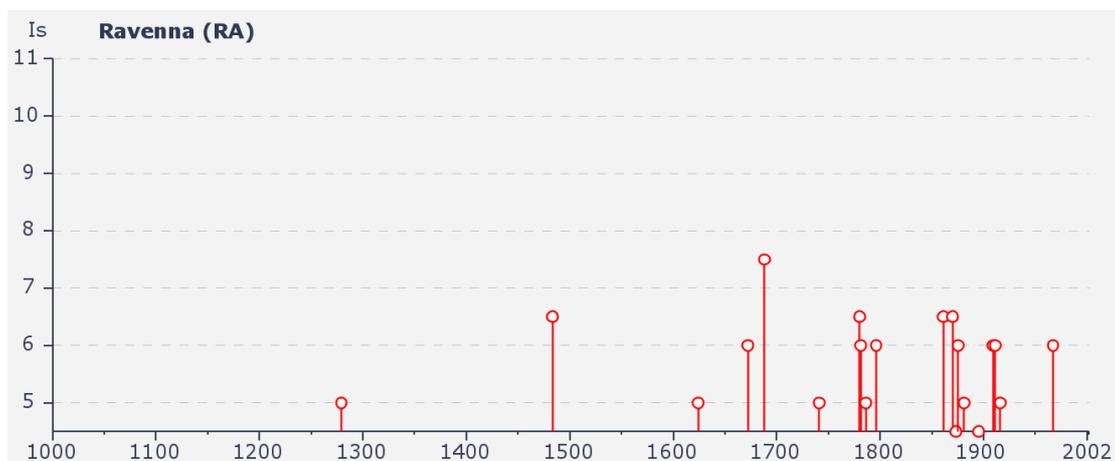


Fig. 41 Intensità dei terremoti storici per la città di Ravenna

Data	Area epicentrale	Mw
30 Apr 1279	ROCCA SAN CASCIANO	5.55
25 Gen 1308	Rimini	5.37
25 Gen 1348	CARNIA	6.66
10 Ott 1479	FORLI'	4.83
11 Ago 1483	Romagna meridionale	5.67
01 Mar 1505	Bologna	5.47
18 Mar 1624	Argenta	5.43
22 Mar 1661	Appennino romagnolo	5.83
14 apr 1672	Riminese	5.60
11 Apr 1688	ROMAGNA	5.88
25 Feb 1695	Asolano	6.61
24 Apr 1741	FABRIANESE	6.08
11 Giu 1778	FORLI'	5.03
25 Mag 1780	RAVENNA	5.03
04 Apr 1781	FAENTINO	5.84
03 Giu 1781	CAGLIESE	6.23
17 Lug 1781	Romagna	5.53
25 Dic 1786	Riminese	5.67
22 Ott 1796	Emilia orientale	5.63
25 Dic 1810	NOVELLARA	5.28
09 Ott 1828	Valle dello Staffora	5.67
16 Ott 1861	FORLI'	5.13
30 Ott 1870	MELDOLA	5.59
13 Mar 1873	Marche meridionali	5.88
17 Mar 1875	Romagna sud-orient.	5.74
12 Feb 1881	RUSSI	5.03
07 Giu 1891	Valle d'Ilasi	5.71
23 Mar 1895	COMACCHIO	4.83
13 Gen 1909	BASSA PADANA	5.53
19 Feb 1911	Romagna meridionale	5.38
21 Lug 1913	VALLE DEL LAMONE	5.07
27 Ott 1914	GARFAGNANA	5.79
13 Gen 1915	AVEZZANO	6.99
17 Mag 1916	Alto Adriatico	5.85
16 Ago 1916	Alto Adriatico	5.92
26 Apr 1917	MONTERCHI-CITERNA	5.80
30 Ott 1930	SENIGALLIA	5.94
30 Nov 1934	Adriatico	5.77
05 Giu 1935	FAENTINO	5.34
30 Dic 1967	BASSA PADANA	5.36
15 Lug 1971	Parmense	5.61
09 Nov 1983	Parmense	5.10
29 Apr 1984	GUBBIO/VALFABBRICA	5.68
06 Dic 1986	BONDENO	4.56
15 Ott 1996	CORREGGIO	5.44
26 Mar 1998	APPENNINO UMBRO-MARC.	5.33
07 Lug 1999	Frignano	4.73
10 Mag 2000	APPENNINO FORLIVESE	4.90
18 Giu 2000	REGGIANO	4.46
22 Giu 2000	APPENNINO UMBRO-MARC.	4.63

Tab. 14 Terremoti storici in Italia centrale

Data	Area epicentrale	Mw
725	Ravenna	5,57
19 Apr 1509	Faenza	5,17
10 Lug 1591	Russi	5,24
1687	Castel Bolognese	4,83
11 Apr 1688	Cotignola	5,88
11 Ago 1688	Bagnacavallo	5,17
15 Mar 1689	Bagnacavallo	4,83
09 Ago 1732	Faenza	4,83
25 Mag 1780	Ravenna	5,03
04 Apr 1781	Brisighella	5,84
17 Lug 1781	Faenza	5,53
16 Giu 1854	Castel Bolognese	5,17
23 Lug 1880	Brisighella	4,63
12 Feb 1881	Faenza	5,03
01 Ago 1891	Lugo	4,83
05 apr 1931	Brisighella	5,1
05 Giu 1935	Faenza	5,34
03 apr 1960	Brisighella	4,83
18 Dic 1965	Russi	4,95
30 Dic 1967	Alfonsine	5,36
11 Gen 1968	Bagnacavallo	4,58
10 Gen 1969	Russi	4,63
05 Dic 1978	Villanova	4,76
10 Mag 2000	Ponticello	4,9

Tab. 15 Terremoti storici nella provincia di Ravenna

Per quanto riguarda gli eventi sismici più recenti che hanno interessato la zona nelle vicinanze di Ravenna, questi possono essere sintetizzati nella seguente tabella:

data	Comune	Provincia	Mw
15 Lug 2005	Forlimpopoli	Forlì -Cesena	4,4
16 Apr 2006	Premilcuore	Forlì -Cesena	4,1
30 Lug 2007	Alseno	Piacenza	4,1
28 Dic 2007	Tizzano	Parma	4,1
23 Dic 2008	Neviano Degli Arduini	Parma	5,2
23 Dic 2008	Canossa	Reggio Emilia	4,8
05 Apr 2009	Faenza	Ravenna	4,6
13 Ott 2010	Cesenatico	Forlì - Cesena	4,1
12 Lug 2011	Santa Sofia	Forlì - Cesena	4,0
25 Gen 2012	Poviglio	Reggio Emilia	4,9
27 Gen 2012	Corniglio	Parma	5,4

Tab. 16 Eventi sismici recenti nel ravennate

L'area più sismica della regione è quindi la Romagna, caratterizzata da un'attività frequente, con terremoti $M_w \geq 5,5$, che più volte hanno causato effetti di intensità \geq VIII grado della scala MSC. Rispetto alla realtà nazionale, la sismicità dell'area dell' Emilia Romagna può essere considerata di medio grado.

Nel passato però questa regione ha risentito anche dell'attività di aree sismogenetiche limitrofe, capaci di generare terremoti $M_w > 6$ e provocare effetti dannosi anche a decine di chilometri di distanza.

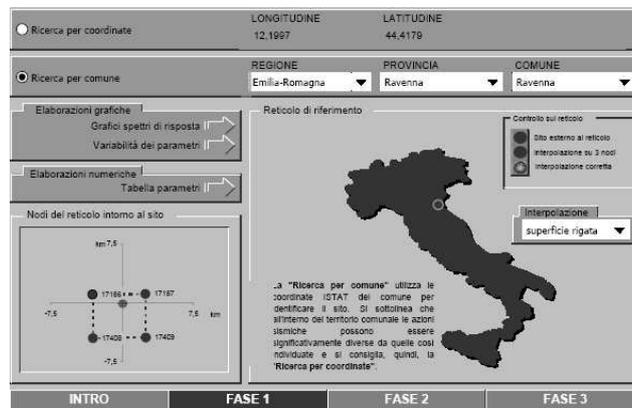
La maggior parte dei terremoti emiliano- romagnoli sembrano generarsi ad una profondità compresa tra i 10 ed i 35 Km. I terremoti a profondità > 35 Km sono rari e, in genere, causa di effetti minori in superficie, probabilmente proprio per l'elevata profondità, mentre i terremoti a profondità < 10 Km, sebbene poco frequenti e generalmente di magnitudo non elevata, localmente possono causare effetti dannosi, proprio per la scarsa profondità.

4.4 Valutazione della domanda

Con riferimento a quanto esplicitamente espresso dalle NTC 2008, secondo i criteri descritti nei precedenti paragrafi, si definiscono lo spettro di risposta elastico e quello di progetto relativi al sito ed alla struttura in esame, relativamente allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV).

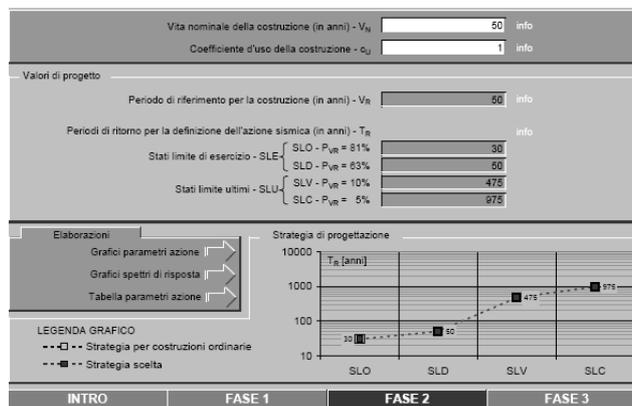
1. Individuazione della pericolosità del sito

il comune di Ravenna è identificato dalle coordinate di latitudine pari a 44,4179 e longitudine pari a 12,1997;



2. Scelta della strategia di progettazione

- vita nominale $V_N=50$ anni (opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale);
- coefficiente d'uso $C_u=1.0$ (per classe d'uso II, normali affollamenti);
- periodo di riferimento per l'azione sismica $V_R = V_N \cdot C_u = 50$ anni;
- probabilità di superamento allo SLV $P_{VR}=10\%$;
- periodo di ritorno per la definizione dell'azione sismica $T_R= 475$ anni ;



3. Determinazione dell'azione di progetto

- stato limite considerato **SLV stato limite di salvaguardia della vita**

a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali

- categoria del sottosuolo **categoria C**

depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi fra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < C_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina [25])

L'assegnazione del sottosuolo della Torre a tale categoria viene fatta con riferimento all'indagine sismica riportata nella relazione POC.6I relativa al Piano Operativo Comunale 2010-2015 del comune di Ravenna. Per la redazione di tale relazione sono state condotte indagini geognostiche su tutto il territorio (in particolare 328 prove penetrometriche e 37 indagini di simica passiva a stazione singola) i cui risultati hanno consentito la determinazione della $V_{s,30}$ per diversi ambiti in cui è stato suddiviso il territorio.



Fig. 43 Localizzazione delle indagini sul territorio

In particolare per la Torre Civica si può far riferimento alla posizione della prova CPT numero 210 (ambito Corso Nord) per la quale si è ottenuta una $V_{s,30} < 360$ m/s; questa assunzione consente quindi di assumere che il sito in esame appartenga alla categoria C, in accordo con quanto indicato dalle NTC.

- categoria del topografica **categoria T1**

Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$

In relazione alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento considerato e al sito considerato, le forme spettrali sono definite da parametri su sito di riferimento rigido orizzontale forniti dalla normativa:

- accelerazione orizzontale massima al sito $\mathbf{a_g = 0.163g}$
- fattore che amplifica l'accelerazione spettrale massima $\mathbf{F_0 = 2.549}$
- periodo di inizio del tratto a velocità costante $\mathbf{T_C^* = 0.280 s}$

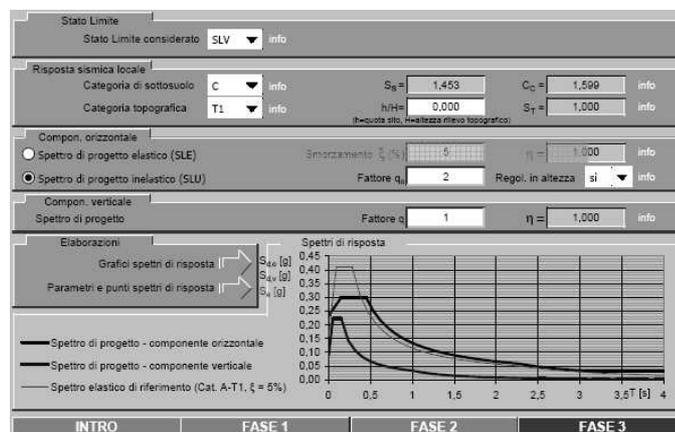
In relazione alle categorie di sottosuolo (C) e topografica (T1) considerate, vengono definiti:

- coefficiente di amplificazione stratigrafica $\mathbf{S_s = \left\{ 1,0 \leq 1.7 - 0.6 \cdot \frac{F_0 a_g}{g} \leq 1.5 \right\} = 1.451}$
- coefficiente funzione della categoria di sottosuolo $\mathbf{C_C = 1.05 \cdot (T^*_C)^{-0.33} = 1.598}$
- coefficiente di amplificazione stratigrafica $\mathbf{S_T = 1.0}$

La forma dello *spettro elastico* sarà quindi definita dai parametri dipendenti:

- coefficiente che tiene conto delle caratteristiche stratigrafiche e topografiche $\mathbf{S = S_s \cdot S_T = 1.451}$
- periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante $\mathbf{T_C = C_C \cdot T^*_C = 0.447s}$
- periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante $\mathbf{T_B = T_C / 3 = 0.149 s}$
- periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante $\mathbf{T_D = (4.0 \cdot a_g / g) + 1.6 = 2.252 s}$

Lo *spettro di progetto* viene definito assumendo come fattore di struttura $\mathbf{q=2}$



Si ottengono pertanto le forme spettrali riportate di seguito:

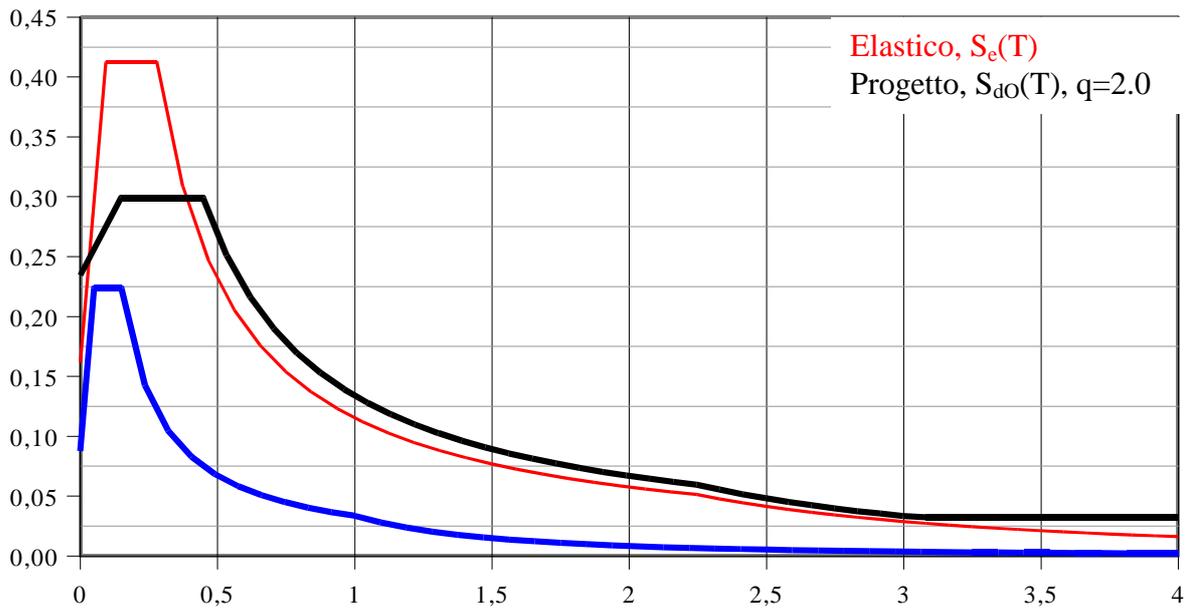


Fig. 44 Spettri adottati, in accordo con le NTC 2008

4.5 Analisi dinamica modale

L'analisi dinamica modale è stata condotta considerando tre diverse configurazioni per la Torre:

- prima degli interventi eseguiti (altezza complessiva 38.39 m);
- dopo l'intervento di riduzione dell'altezza;
- dopo l'intervento di cerchiatura alla base;

4.5.1 Modellazione strutturale

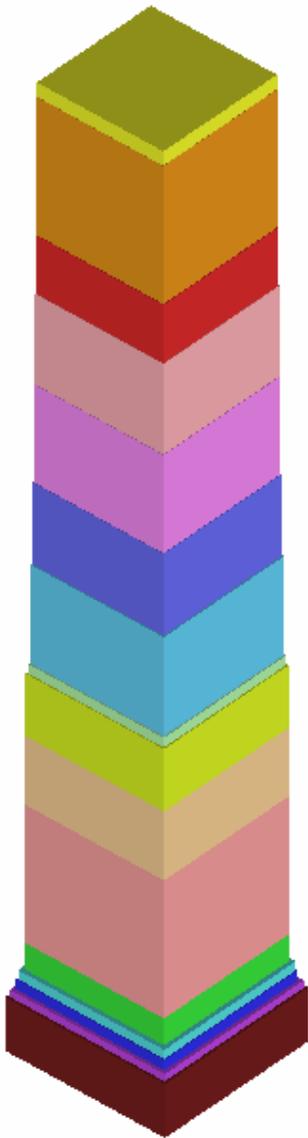


Fig. 45 Solido dinamico del modello

Lo studio preliminare del comportamento sismico della Torre mediante analisi modale è stato condotto utilizzando un modello semplificato, elaborato con un codice di calcolo agli elementi finiti costituito da elementi monodimensionali di tipo *beam*.

Il vincolo del terreno è stato rappresentato mediante l'inserimento, nel nodo baricentrico della sezione di base, di una molla rotazionale a cui sono state attribuite le caratteristiche assegnate al terreno.

L'influenza del vincolo fornito dal terreno è stata poi valutata confrontando i risultati ottenuti con una condizione di vincolo rigido nella medesima posizione.

I modelli realizzati sui quali sono state condotte le analisi si riferiscono alle tre condizioni di configurazione rappresentative della Torre (prima citate) ed i risultati sono poi stati confrontati al fine di analizzare il comportamento dinamico durante le varie fasi evolutive dell'assetto della struttura.

4.5.2 Modellazione strutturale: la Torre nella configurazione originaria

Dai rilievi eseguiti è stato possibile schematizzare lo sviluppo geometrico della Torre adottando undici tipologie di sezione quadrate cave e piene, variabili lungo l'altezza e aventi lo spessore medio delle sezioni reali; in questo modello si trascura la presenza di diaframmi rigidi all'interno della Torre e riduzioni di sezione in corrispondenza delle aperture.

Per quanto riguarda la fondazione, le incertezze riguardanti la composizione della muratura non consentono di definirne le caratteristiche meccaniche. Certo è che questa consiste in un allargamento della muratura alla base della Torre.

Nel modello impiegato per le analisi, anche il blocco di fondazione viene rappresentato mediante sezioni quadrate piene (se ne adottano 5), fatta eccezione per il primo tratto (fino a 1.24 metri dal piano campagna) che è stato considerato a sezione cava.

Molto probabilmente anche le altre sezioni sono dotate di cavità che sembrano però riempite di materiale di scarse caratteristiche meccaniche.

Si può considerare quindi che anche la muratura della fondazione sia di tipo "a sacco" e caratterizzata da malte di scarsissima consistenza.

Pertanto, in maniera del tutto approssimata, si assume che questa posseda le stesse caratteristiche della muratura in elevazione.

Il modello adottato nelle successive calcolazioni è rappresentato in fig. 47: come precedentemente affermato, la base della Torre viene considerata vincolata mediante molla rotazionale caratterizzata da diversi valori di rigidità.

Verrà inoltre considerato un vincolo di tipo incastro perfetto, per un confronto fra i risultati ottenibili da un modello ideale e quelli derivanti da un modello più vicino alla reale condizione di vincolamento, modello che tenga quindi conto dell'interazione terreno-struttura.

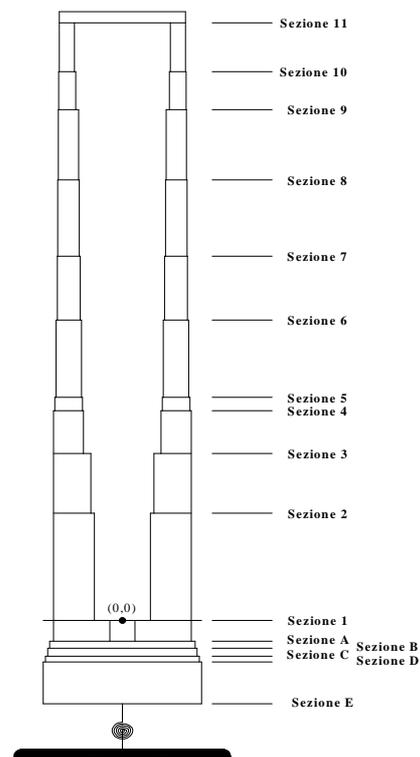


Fig. 46 Numerazione delle sezioni adottate

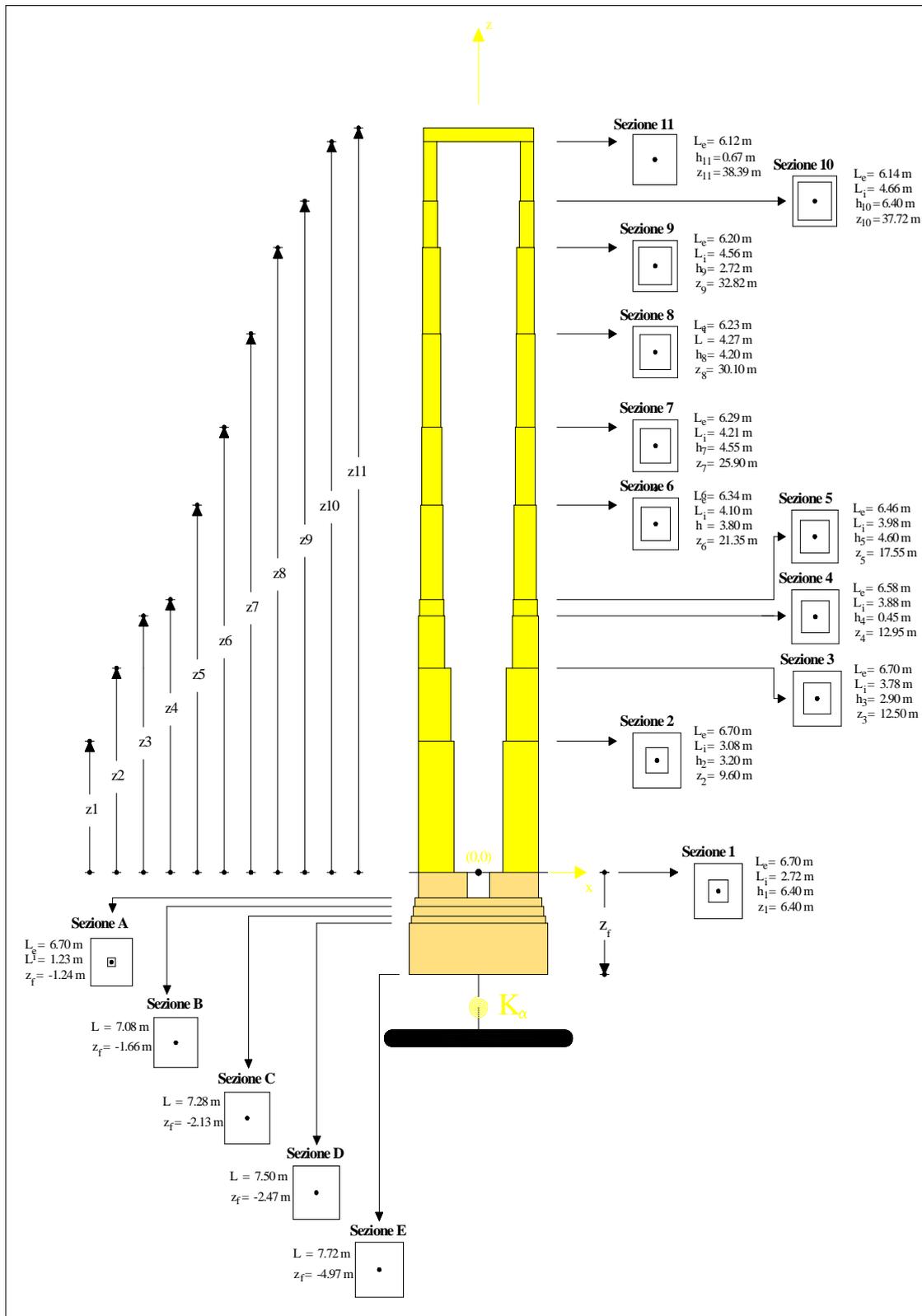


Fig. 47 Modello geometrico della Torre

Di seguito si riportano le caratteristiche dimensionali delle sezioni adottate per la struttura in elevazione (tab.17) e per il blocco fondale (tab.18):

SEZIONE 1 (quota 0.00 m → 6.40 m)		SEZIONE 2 (quota 6.40 m → 9.60 m)	
Lato esterno	$L_e = 6.70$ m	Lato esterno	$L_e = 6.70$ m
Lato interno	$L_i = 2.72$ m	Lato interno	$L_i = 3.08$ m
Spessore riempimento	$S = 1.69$ m	Spessore riempimento	$S = 1.51$ m
SEZIONE 3 (quota 9.60 m → 12.50 m)		SEZIONE 4 (quota 12.50m → 12.95 m)	
Lato esterno	$L_e = 6.70$ m	Lato esterno	$L_e = 6.58$ m
Lato interno	$L_i = 3.78$ m	Lato interno	$L_i = 3.88$ m
Spessore riempimento	$S = 1.16$ m	Spessore riempimento	$S = 1.05$ m
SEZIONE 5 (quota 12.95 m → 17.55 m)		SEZIONE 6 (quota 17.55m → 21.35 m)	
Lato esterno	$L_e = 6.46$ m	Lato esterno	$L_e = 6.34$ m
Lato interno	$L_i = 3.98$ m	Lato interno	$L_i = 4.10$ m
Spessore riempimento	$S = 0.94$ m	Spessore riempimento	$S = 0.82$ m
SEZIONE 7 (quota 21.35 m → 25.90 m)		SEZIONE 8 (quota 25.90 m → 30.10 m)	
Lato esterno	$L_e = 6.29$ m	Lato esterno	$L_e = 6.23$ m
Lato interno	$L_i = 4.21$ m	Lato interno	$L_i = 4.27$ m
Spessore riempimento	$S = 0.74$ m	Spessore riempimento	$S = 0.68$ m
SEZIONE 9 (quota 30.10 m → 32.82 m)		SEZIONE 10 (quota 32.82 m → 37.72 m)	
Lato esterno	$L_e = 6.20$ m	Lato esterno	$L_e = 6.14$ m
Lato interno	$L_i = 4.56$ m	Lato interno	$L_i = 4.66$ m
Spessore riempimento	$S = 0.52$ m	Spessore riempimento	$S = 0.44$ m
SEZIONE 11 (quota 37.72 m → 38.39 m)			
Lato esterno	$L_e = 6.12$ m		

Tab. 17 Sezioni struttura fuori terra

SEZIONE A (quota 0.00 m → -1.24 m)		SEZIONE B (quota -1.24 m → -1.66 m)	
Lato esterno	$L_e = 6.70$ m	Lato esterno	$L_e = 7.08$ m
Lato interno	$L_i = 1.23$ m		
SEZIONE C (quota -1.66 m → -2.13 m)		SEZIONE D (quota -2.13 m → -2.47 m)	
Lato esterno	$L_e = 7.18$ m	Lato esterno	$L_e = 7.50$ m
SEZIONE E (quota -2.47 → -4.97 m)			
Lato esterno	$L_e = 7.72$ m		

Tab. 18 Sezioni blocco di fondazione

SEZIONE cm	Area cm ²	Jt cm ⁴	J cm ⁴	W cm ³	Wp cm ³
Sezione 1 Le=670.00 Li=272.00	3.749e+05	2.079e+10	1.634e+10	4.877e+07	7.016e+07
Sezione 2 Le=670.00 Li=308.00	3.540e+05	2.116e+10	1.604e+10	4.789e+07	6.789e+07
Sezione 3 Le =670.00 Li=378.00	3.060e+05	2.101e+10	1.509e+10	4.505e+07	6.169e+07
Sezione 4 Le =658.00 Li=388.00	2.824e+05	1.931e+10	1.373e+10	4.174e+07	5.662e+07
Sezione 5 Le =646.00 Li=398.00	2.589e+05	1.764e+10	1.242e+10	3.846e+07	5.164e+07
Sezione 6 Le =634.00 Li=410.00	2.339e+05	1.593e+10	1.111e+10	3.504e+07	4.648e+07
Sezione 7 Le =629.00 Li=421.00	2.184e+05	1.505e+10	1.043e+10	3.315e+07	4.356e+07
Sezione 8 Le =623.00 Li=427.00	2.058e+05	1.418e+10	9.783e+09	3.141e+07	4.099e+07
Sezione 9 Le =620.00 Li=456.00	1.765e+05	1.277e+10	8.710e+09	2.810e+07	3.588e+07
Sezione 10 Le =614.00 Li=466.00	1.598e+05	1.165e+10	7.914e+09	2.578e+07	3.257e+07
Sezione 11 Le=612.00	3.745e+05	1.972e+10	1.169e+10	3.820e+07	5.731e+07
Sezione A Le =670.00 Li=123.00	4.338e+05	1.705e+10	1.677e+10	5.007e+07	7.473e+07
Sezione B Le=708.00	5.013e+05	3.532e+10	2.094e+10	5.915e+07	8.872e+07
Sezione C Le=718.00	5.155e+05	3.736e+10	2.215e+10	6.169e+07	9.254e+07
Sezione D Le =750.00	5.625e+05	4.448e+10	2.637e+10	7.031e+07	1.055e+08
Sezione E Le =772.00	5.960e+05	4.993e+10	2.960e+10	7.668e+07	1.150e+08

Tab. 19 Caratteristiche inerziali delle sezioni

È noto però che la muratura costituente la Torre ed il blocco fondale è di tipo a sacco, con riempimento di notevole spessore avente caratteristiche meccaniche sensibilmente inferiori rispetto a quelle della corteccia esterna.

Pertanto è risultato opportuno procedere ad un' *omogeneizzazione del riempimento a corteccia*, riducendo il modulo elastico e la resistenza a compressione del primo mediante il coefficiente $n= 0.7$ definito precedentemente (par. 4.2.1).

La muratura effettivamente costituente la Torre è realizzata mediante l'accostamento di una corteccia perimetrale, collocata sia all'interno che all'esterno della parete muraria, avente spessore di 15 cm per parte e di un riempimento di spessore variabile con l'altezza.

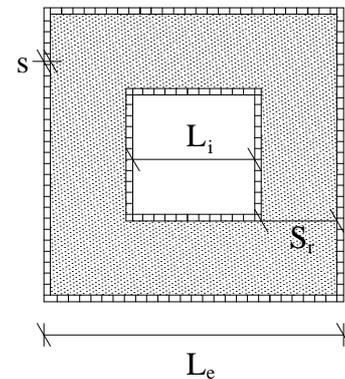
Ad esempio per la sezione generica di fig.48:

- Fodere esterne

spessore	$s = 0.15 \text{ m}$
modulo elastico	$E_m = 1500 \text{ MPa}$
resistenza a compressione	$f_m = 1.7 \text{ MPa}$
- Riempimento

spessore S (variabile)	
modulo elastico	$E_r = 1000 \text{ MPa}$
resistenza a compressione	$f_r = 0.8 \text{ MPa}$

Fig. 48 Sezione generica

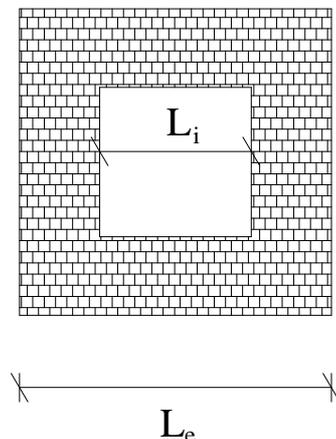


Omogeneizzare il riempimento a corteccia esterna equivale dunque ad assumere nei calcoli un modulo elastico e una resistenza a compressione complessivi ridotti rispetto a quello risultante dalle indagini in situ; nella modellazione si considera invece invariata la geometria delle sezioni, in modo da non produrre variazioni nel momento d'inerzia effettivo della struttura (fig.49).

- Muratura omogeneizzata

modulo elastico	$E_{m,omog} = 1050 \text{ MPa}$
resistenza a compressione	$f_{m,omog} = 1.04 \text{ MPa}$

Fig. 49 Sezione omogeneizzata



4.5.3 Modellazione strutturale: la Torre ad altezza ridotta

L'intervento di riduzione dell'altezza della Torre ne ha comportato l'abbassamento di circa 10 metri; si adotta quindi per l'analisi modale un modello strutturale analogo al precedente ma arrestato ad una quota approssimata di 28 metri.

Per quanto riguarda la sezione in sommità, si considera che questa sia costituita da una sezione piena avente un'altezza di 32 cm, pari allo spessore medio del cordolo che è stato realizzato (spessore variabile fra 20÷44 cm).

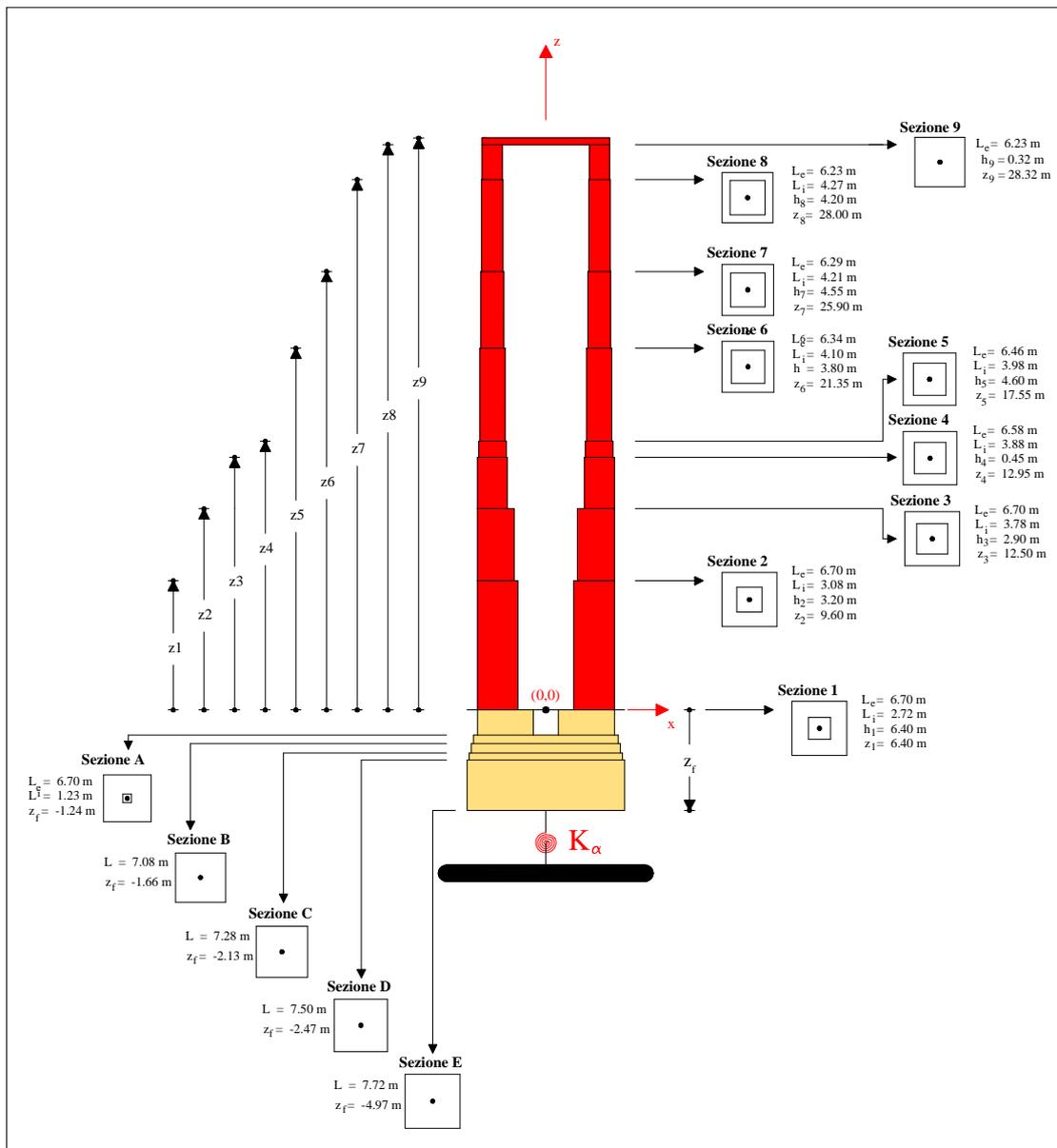


Fig. 50 Modello geometrico della Torre ad altezza ridotta

SEZIONE	Area	Jt	J	W	Wp
cm	cm ²	cm ⁴	cm ⁴	cm ³	cm ³
Sezione 1 Le=670.00 Li=272.00	3.749e+05	2.079e+10	1.634e+10	4.877e+07	7.016e+07
Sezione 2 Le=670.00 Li=308.00	3.540e+05	2.116e+10	1.604e+10	4.789e+07	6.789e+07
Sezione 3 Le =670.00 Li=378.00	3.060e+05	2.101e+10	1.509e+10	4.505e+07	6.169e+07
Sezione 4 Le =658.00 Li=388.00	2.824e+05	1.931e+10	1.373e+10	4.174e+07	5.662e+07
Sezione 5 Le =646.00 Li=398.00	2.589e+05	1.764e+10	1.242e+10	3.846e+07	5.164e+07
Sezione 6 Le =634.00 Li=410.00	2.339e+05	1.593e+10	1.111e+10	3.504e+07	4.648e+07
Sezione 7 Le =629.00 Li=421.00	2.184e+05	1.505e+10	1.043e+10	3.315e+07	4.356e+07
Sezione 8 Le =623.00 Li=427.00	2.058e+05	1.418e+10	9.783e+09	3.141e+07	4.099e+07
Sezione 9 Le =620.00 Li=456.00	3.881e+05	2.118e+10	1.255e+10	4.030e+07	6.045e+07
Sezione A Le =670.00 Li=123.00	4.338e+05	1.705e+10	1.677e+10	5.007e+07	7.473e+07
Sezione B Le=708.00	5.013e+05	3.532e+10	2.094e+10	5.915e+07	8.872e+07
Sezione C Le=718.00	5.155e+05	3.736e+10	2.215e+10	6.169e+07	9.254e+07
Sezione D Le =750.00	5.625e+05	4.448e+10	2.637e+10	7.031e+07	1.055e+08
Sezione E Le =772.00	5.960e+05	4.993e+10	2.960e+10	7.668e+07	1.150e+08

Tab. 20 Caratteristiche inerziali delle sezioni

4.5.4 Modellazione strutturale: la Torre con cerchiatura alla base

La cerchiatura alla base della Torre consiste in due griglie di profilati metallici di adeguata rigidità e resistenza, poste, fino ad un'altezza di circa 13 mt dal piano stradale sulla fodera esterna e collegate tra loro con barre ad alta resistenza, pretese e alloggiare all'interno delle cosiddette buche pontate. Per quanto riguarda la griglia interna, questa è analoga a quella esterna, fatta eccezione per i primi 6 metri, per i quali la griglia è stata sostituita con una fodera di cemento armato di spessore 15 cm.

L'effetto di questo sistema di rinforzo è senz'altro quello di produrre un confinamento della muratura al fine di evitare che, sotto l'azione dei carichi verticali, i paramenti esterni di esiguo spessore subiscano un'eccessiva inflessione nel proprio piano.

In particolare i profilati metallici orizzontali fungono da elementi cerchianti mentre i profili verticali hanno la funzione di distribuire l'azione di confinamento sull'altezza.

L'azione della fodera interna in calcestruzzo armato nei confronti di tale meccanismo appare irrilevante, pertanto nelle considerazioni che seguono verrà trascurata.

La Torre con cerchiatura alla base può dunque essere pensata assimilabile ad una mensola in muratura cerchiata, avente sezione variabile quadrata cava: il nucleo interno in muratura, di lato esterno L_e e area A_m , si considera contenuto in un avvolgimento discreto di elementi metallici orizzontali sostenuti da profili longitudinali.

Detti A' la sezione e p il passo dei profilati, risulta essere :

$s = A'/p$ spessore di un tubo metallico longitudinale "ideale" avente lato pari al lato esterno della sezione del nucleo in muratura;

$A_s = 4L_e \cdot \frac{A'}{p}$ area della sezione del tubo "ideale" equivalente, avente cioè lo stesso volume (quindi lo stesso peso) della cerchiatura metallica orizzontale

Come L_e si assume il valore del lato esterno della Torre nella sezione di base e lo si considera costante in quanto l'intervento di cerchiatura è stato realizzato fino ad un'altezza poco al di sopra della prima risega esterna quindi su una porzione di Torre per la quale il lato esterno si mantiene pressoché costante.

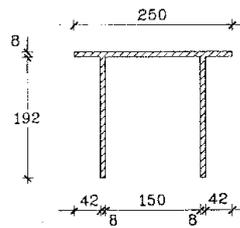


Fig. 51 Profilato metallico

I profilati metallici adottati sono di tipo “II” disposti approssimativamente con un passo $p=1,3$ metri;

l’area della sezione di ciascun profilo è pari a

$$A' = 2 \cdot (0,8 \cdot 19,2) + 0,8 \cdot 25,0 = 51 \text{ cm}^2$$

Per il tubo “ideale” equivalente si assumono quindi come caratteristiche geometriche:

$$s = 51 / 130 = 0,4 \text{ cm}$$

$$A_s = 4 \cdot 670 \cdot \frac{51}{130} = 1052 \text{ cm}^2$$

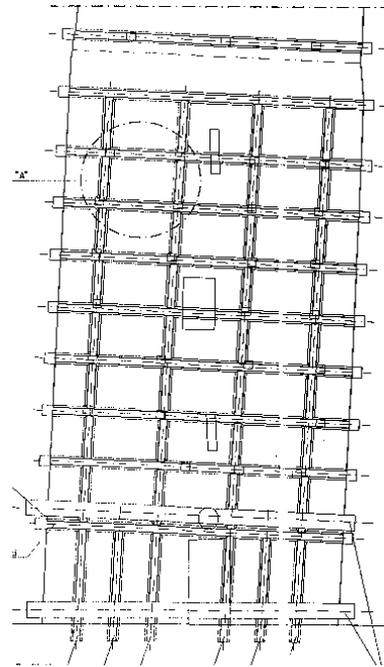


Fig. 52 Schema intelaiatura

Per l’analisi modale finalizzata alla valutazione delle forze sismiche, si considera che la gabbia metallica esterna sia “spalmata” quindi uniformemente distribuite sull’altezza, mentre si trascura l’effetto dovuto alla fodera interna.

Per quanto riguarda la muratura, si assume che la sezione sia quadrata cava, costituita da un materiale avente le caratteristiche meccaniche e di resistenza omogeneizzate al paramento esterno, come descritto nei precedenti paragrafi.

La generica sezione equivalente da considerare nel modello sarà pertanto del tipo rappresentato in figura:

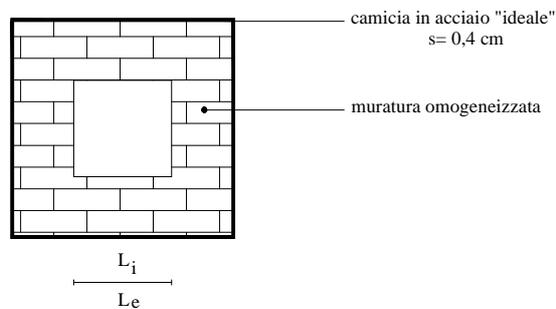


Fig. 53 Sezione incamiciata “ideale”

Nel modello semplificato ad elementi “*beam*” utilizzato per lo studio preliminare del comportamento sismico della Torre mediante analisi modale, la presenza della camicia esterna in acciaio viene considerata assumendo un’area della sezione omogeneizzata a muratura.

Dal rapporto fra i moduli elastici della muratura omogeneizzata a paramento esterno e dell’acciaio si determina il coefficiente di omogeneizzazione:

$$n = \frac{E_s}{E_m} = \frac{210000}{1050} \frac{N}{mm^2} = 200$$

L’area della sezione cerchiata da considerare nel modello sarà quindi espressa come:

$$A_{mi} = A_m + n A_s$$

Pertanto nel modello realizzato occorrerà aumentare l’area meccanica delle sezioni adottate della quantità $nA_s = 210400 \text{ cm}^2$

L’incremento di area meccanica così resistente verrà chiaramente impiegato solo per le sezioni che si trovano al di sotto della quota di 13 metri (poco al di sopra della prima risega esterna) in quanto solo queste sono confinate dalla gabbia metallica esterna.

Con riferimento alla numerazione delle sezioni precedentemente adottata (Tab. 19 e 20), la percentuale dell’area considerata per i calcoli viene aumentata per le sezioni numerate da 1 a 4.

La sezione 4 è caratterizzata però da un restringimento del lato esterno pertanto per questa l’area A_s del tubo esterno ideale equivalente è leggermente inferiore a quella calcolata per le altre ed è pari a:

$$A_s = 4 \cdot 658 \cdot \frac{51}{130} = 1032 \text{ cm}^2 \rightarrow nA_s = 206400 \text{ m}^2$$

SEZIONE	A_m	$A_m + nA_s$
cm	cm^2	cm^2
Sezione 1 Le=670.00 Li=272.00	3.749e+05	5.853e+05
Sezione 2 Le=670.00 Li=308.00	3.540e+05	5.644e+05
Sezione 3 Le =670.00 Li=378.00	3.060e+05	5.164e+05
Sezione 4 Le =658.00 Li=388.00	2.824e+05	4.888e+05

Tab. 21 Aree meccaniche delle sezioni cerchiatae

4.5.5 Frequenze naturali

Per poter procedere con l'analisi sismica si è reso dapprima necessario caratterizzare dinamicamente la Torre selezionandone i principali modi di vibrare mediante un'analisi frequenziale eseguita sul modello *beam*, sia in presenza di vincolo rigido per il terreno sia in presenza di vincolo elastico.

In presenza di strutture flessibili e strutturalmente ben modellabili come le torri, i campanili o altre strutture a prevalente sviluppo verticale, per la geometria della costruzione la massa partecipante è simmetricamente distribuita perlomeno nelle due direzioni x ed y; possono quindi risultare importanti i contributi dei principali modi superiori.

Si riportano in seguito i risultati ottenuti per le diverse configurazioni della Torre in relazione alle diverse condizioni di vincolo:

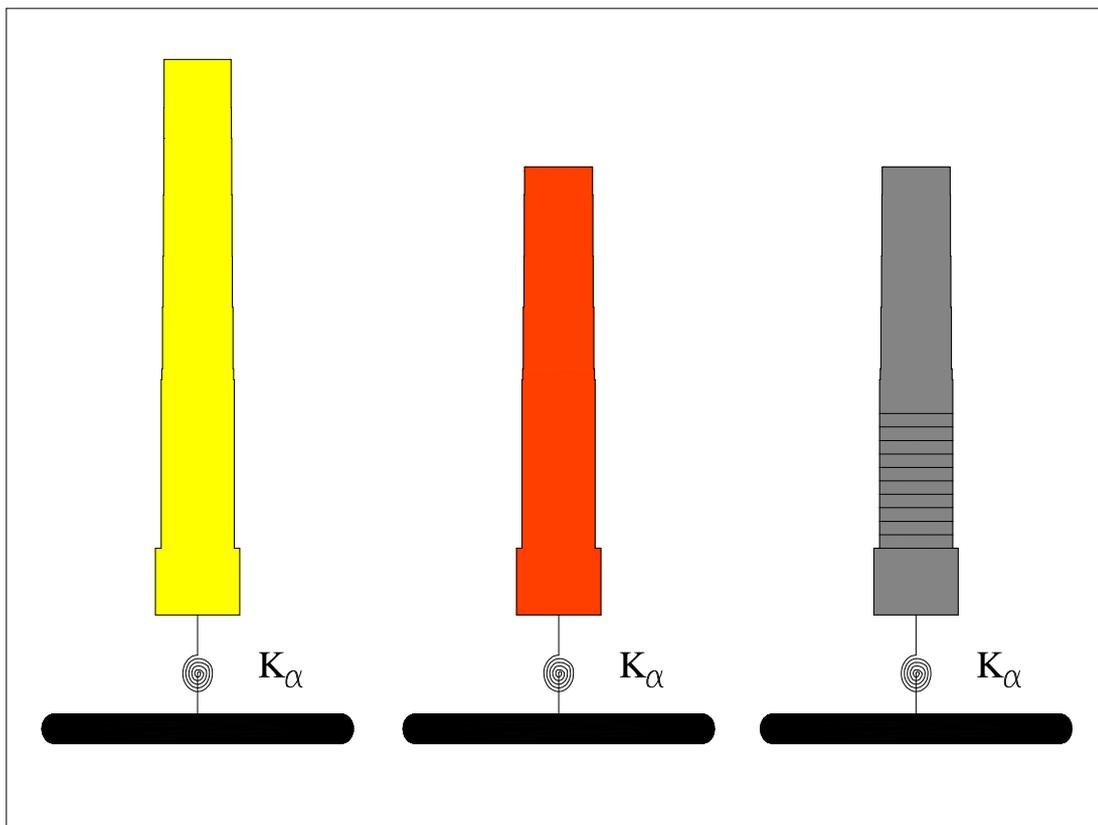


Fig. 54 Configurazioni considerate per le analisi

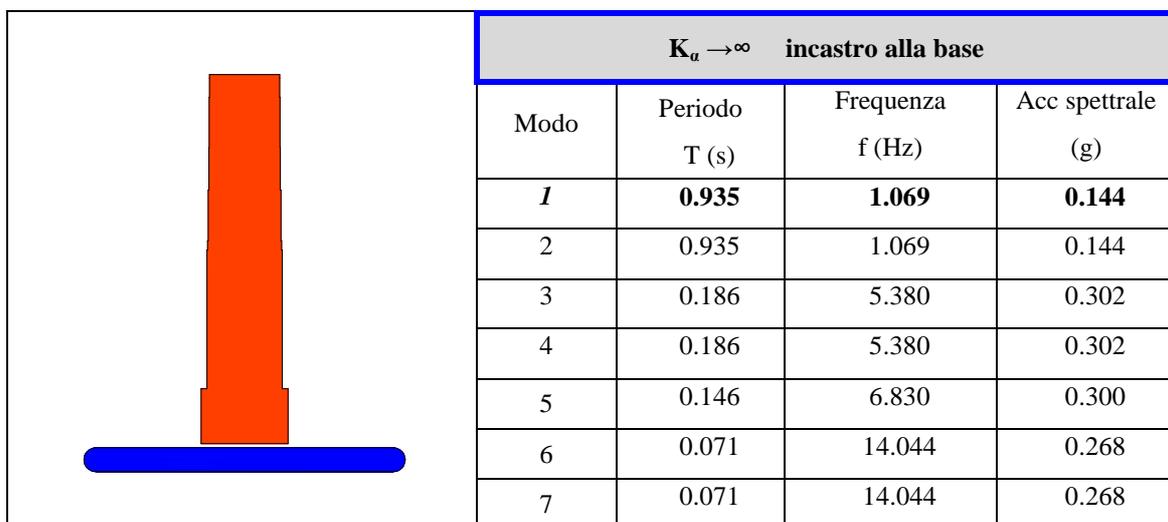
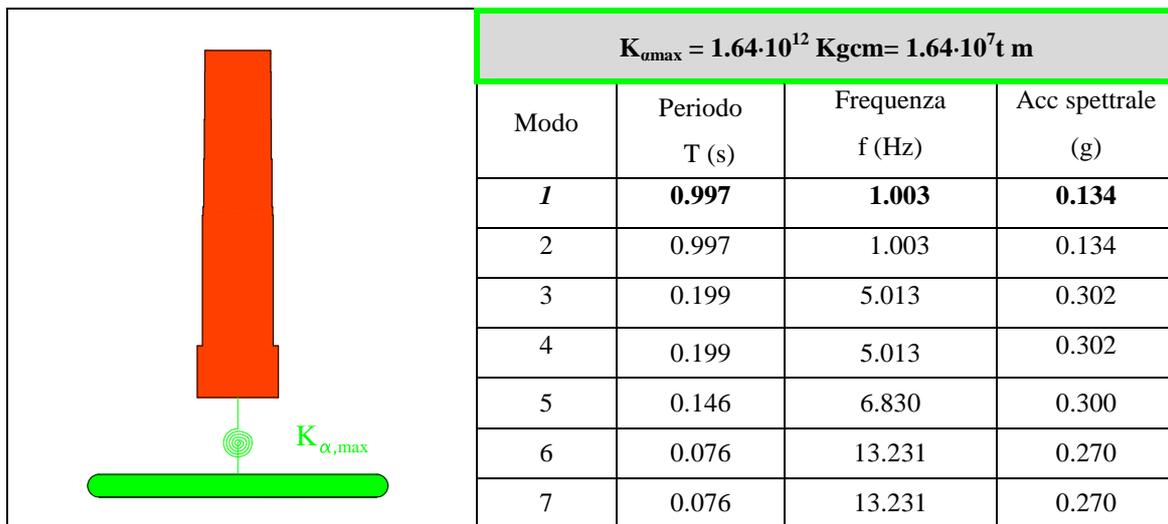
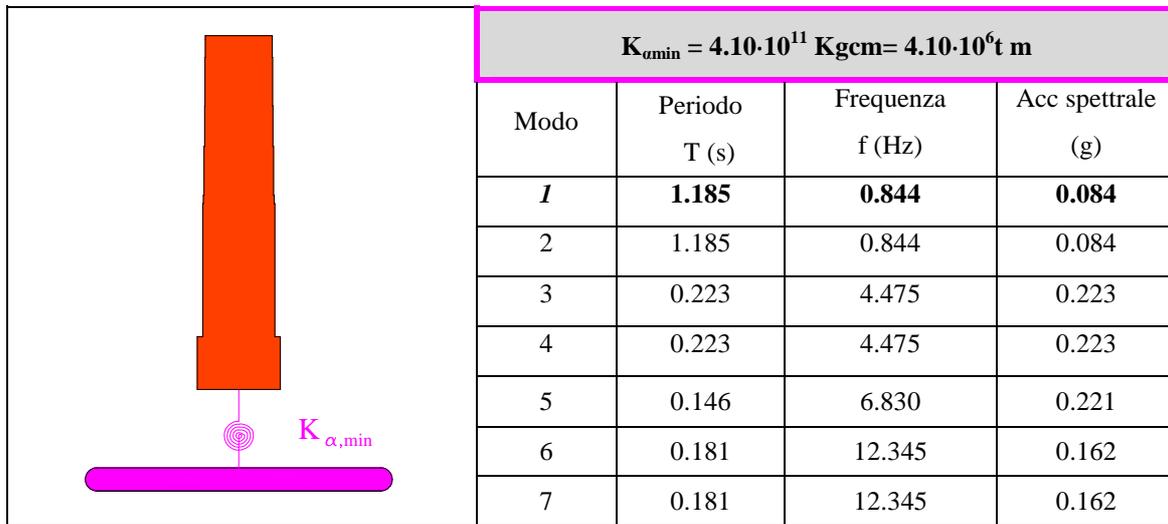
CONFIGURAZIONE ORIGINARIA

$K_{\alpha, \min} = 4.10 \cdot 10^{11} \text{ Kgcm} = 4.10 \cdot 10^6 \text{ t m}$			
Modo	Periodo T (s)	Frequenza f (Hz)	Acc spettrale (g)
1	1.809	0.553	0.075
2	1.809	0.553	0.075
3	0.359	2.785	0.302
4	0.359	2.785	0.302
5	0.186	5.390	0.302
6	0.135	7.404	0.295
7	0.135	7.404	0.295

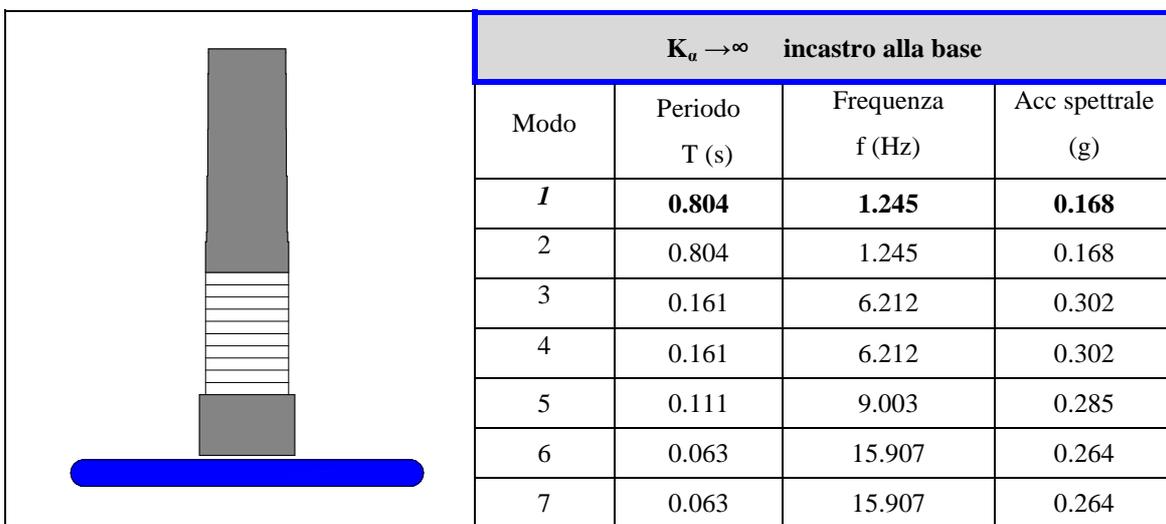
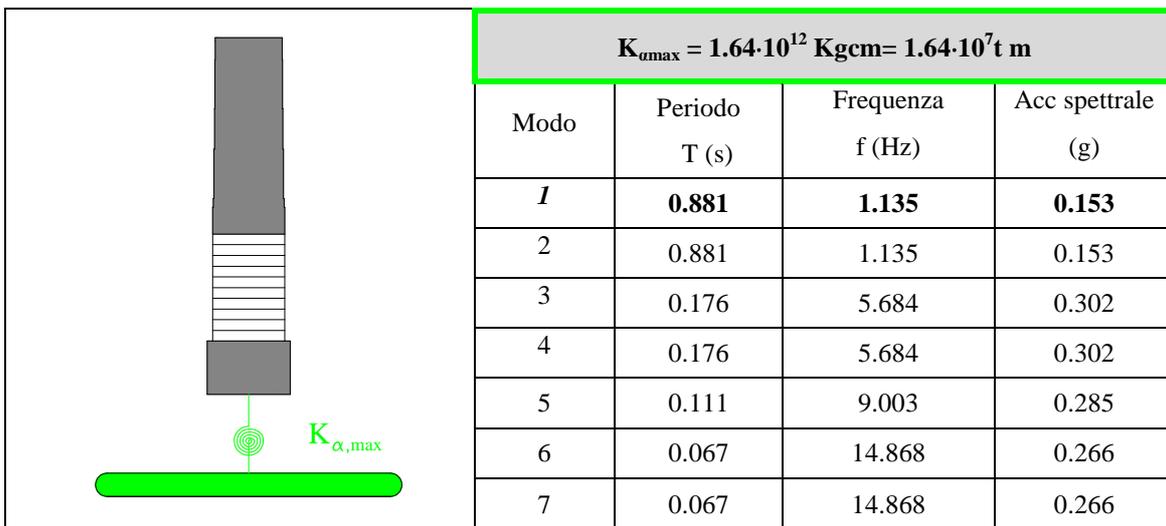
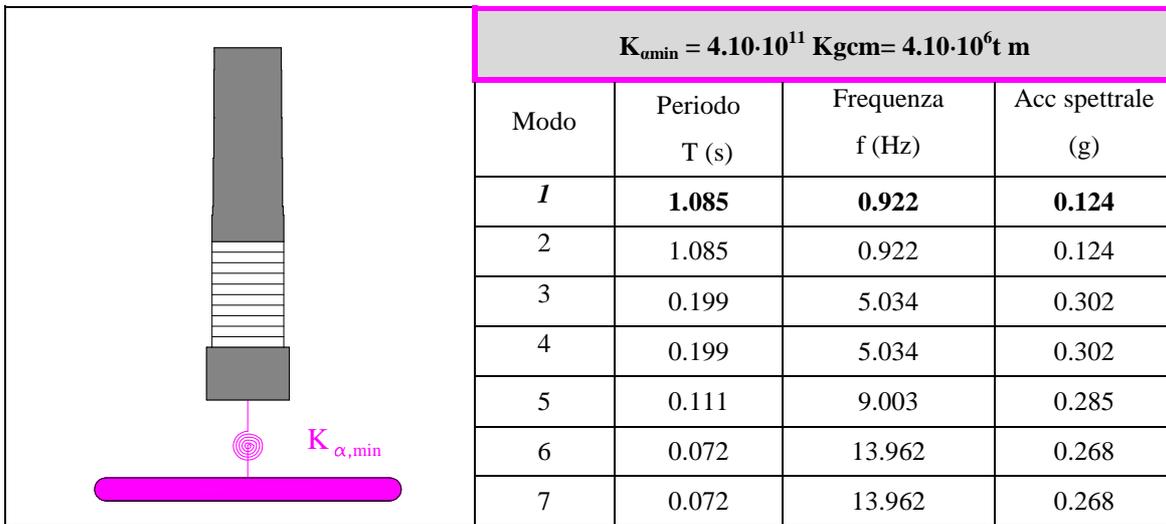
$K_{\alpha, \max} = 1.64 \cdot 10^{12} \text{ Kgcm} = 1.64 \cdot 10^7 \text{ t m}$			
Modo	Periodo T (s)	Frequenza f (Hz)	Acc spettrale (g)
1	1.589	0.629	0.085
2	1.589	0.629	0.085
3	0.323	3.093	0.302
4	0.323	3.093	0.302
5	0.186	5.390	0.302
6	0.126	7.943	0.291
7	0.126	7.943	0.291

$K_{\alpha} \rightarrow \infty$ incastro alla base			
Modo	Periodo T (s)	Frequenza f (Hz)	Acc spettrale (g)
1	1.510	0.662	0.089
2	1.510	0.662	0.089
3	0.305	3.273	0.302
4	0.305	3.273	0.302
5	0.186	5.390	0.302
6	0.120	8.354	0.289
7	0.120	8.354	0.289

ALTEZZA RIDOTTA



CERCHIATURA ALLA BASE



Con riferimento al primo modo di vibrare, quindi al periodo fondamentale, dal confronto dei risultati è possibile fare qualche considerazione in merito all'accelerazione spettrale corrispondente, ottenuta dalla spettro di progetto ($q=2$) per il sito in esame:

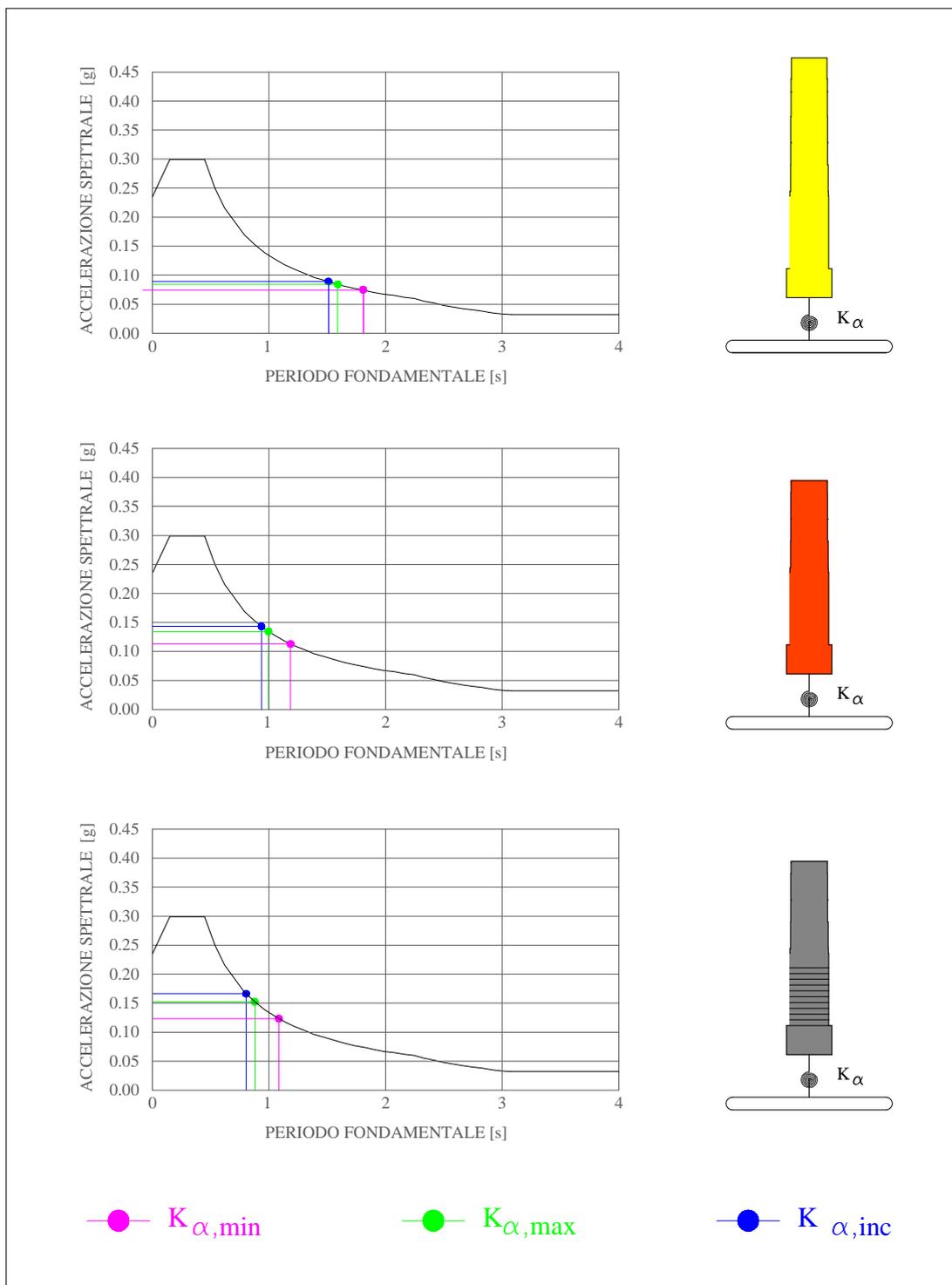


Fig. 55 Accelerazioni spettrali per le diverse configurazioni

Si ritengono ora quindi necessarie alcune osservazioni sui valori di accelerazione spettrale in ragione delle diverse configurazioni della Torre e delle diverse rigidità del vincolo di base, con riferimento al modo fondamentale.

Nel caso di configurazione originaria della struttura, diminuendo la rigidità considerata per la molla rotazionale alla base si evidenzia un incremento di periodo fondamentale del 5% per $K_{\alpha, \max}$ e del 20% per $K_{\alpha, \min}$ rispetto alla condizione di incastro alla base.

Nel caso di Torre ad altezza ridotta, diminuendo la rigidità considerata per la molla rotazionale alla base si evidenzia un incremento di periodo fondamentale del 7% per $K_{\alpha, \max}$ e del 27% per $K_{\alpha, \min}$ rispetto alla condizione di incastro alla base.

Considerando infine la cerchiatura applicata alla Torre ad altezza ridotta, questa produce chiaramente un incremento di rigidità del complesso strutturale che si traduce in un aumento del periodo proprio per tutte le condizioni di vincolo alla base:

diminuendo la rigidità considerata per la molla rotazionale alla base si evidenzia un incremento di periodo fondamentale di circa il 10% per $K_{\alpha, \max}$ ed addirittura del 35% per $K_{\alpha, \min}$ rispetto alla condizione di vincolo fisso.

Per questa ultima configurazione, i periodi determinati vanno quindi a collocarsi nella porzione di spettro con pendenza molto più ripida quindi una piccola variazione di valore del periodo, valutato sulla base della rigidità della molla rotazionale, porta ad accelerazioni spettrali corrispondenti che sono sostanzialmente diverse.

È evidente quindi che la modellazione dell'interazione terreno-struttura, seppur particolarmente aleatoria (data la difficoltà della caratterizzazione delle effettive condizioni del terreno e della struttura fondale), assume un'importanza fondamentale nel cogliere l'effettivo comportamento dinamico, soprattutto nella condizione attuale della Torre.

Considerare la struttura con vincolo fisso appare però a favore di sicurezza in quanto considerare un periodo più basso sposta l'ordinata dello spettro di progetto verso valori più elevati. Per quanto riguarda i modi superiori al primo, data la simmetria della Torre è evidente che il secondo modo di vibrare sia del tutto analogo al principale: i primi due modi sono infatti di tipo traslazionale nelle due direzioni (x ed y).

Sui modi successivi appare invece naturale come le diverse condizioni di configurazione e rigidezza alla base considerate non influenzano in maniera sostanziale né i periodi né quindi le accelerazioni spettrali corrispondenti: questo in ragione del fatto che, in generale, i modi superiori partecipano al comportamento dinamico della struttura in ragione del coefficiente di partecipazione che si riduce al crescere dell'indice di modo.

Per quanto riguarda poi il quinto modo questo è di tipo torsionale, pertanto la differente condizione di vincolo considerata non ha alcuna influenza sul periodo relativo a tale modo.

Ulteriore considerazione sul comportamento dinamico della Torre con cerchiatura alla base va fatta nei confronti della variazione di rigidezza prodotta dalla cerchiatura stessa: la gabbia metallica incrementa la rigidezza solo di alcune porzioni della struttura quindi in corrispondenza della variazione di quest'ultima potrebbero evidenziarsi concentrazioni di tensioni a fronte di un'azione sismica applicata.

Con la cerchiatura è stata senza dubbio migliorata la condizione della sezione di base ma questo intervento può aver introdotto un ulteriore elemento di debolezza rappresentato dalla brusca variazione di rigidezza lungo l'altezza.

4.5.6 Analisi parametrica delle frequenze naturali

Nei paragrafi precedenti si è fatto riferimento in maniera piuttosto estesa, se ben approssimata, al problema dell'attribuzione dei valori ai parametri meccanici della muratura costituente la Torre.

In particolare, per quanto concerne il modulo elastico E , le prove sperimentali hanno fornito un valore stimabile attorno ai 1500 MPa per il paramento esterno.

Nel caso delle murature storiche, la Normativa suggerisce di adottare per questo parametro dei valori compresi fra 1200÷1800 MPa (in accordo con la Tabella C8A.2.1 §16.bis): questi sono riferiti ad una muratura con malta di scadenti caratteristiche, giunti non particolarmente sottili ed in assenza di ricorsi o listature e paramenti scollegati.

Nel caso della Torre Civica, la muratura a sacco presenta un nucleo interno ampio rispetto ai paramenti e particolarmente scadente, quindi è risultato opportuno ridurre

opportunamente il modulo elastico mediante un coefficiente pari a 0.7 al fine di omogeneizzare la muratura a paramento esterno, ottenendo un valore pari a 1050 MPa.

Il valore del modulo elastico da attribuire alla muratura risulta quindi non univocamente definibile e la scelta appare piuttosto “delicata” in quanto influenza in maniera spesso sostanziale i risultati delle analisi.

Nell’analisi dinamica modale della Torre, questa è stata considerata costituita da materiale elastico omogeneo e l’interazione terreno-struttura è stata modellata mediante l’inserimento di una molla elastica con rigidezza rotazionale K_{α} : è chiaro quindi che le proprietà elastiche del sistema sono determinanti per la definizione delle frequenze naturali del sistema.

L’analisi geotecnica ha fornito due differenti valori per la rigidezza della molla, corrispondenti a diverse assunzioni fatte per il comportamento del terreno:

$$K_{\alpha\min} = 4.10 \cdot 10^{11} \text{ Kgcm} = \mathbf{4.10 \cdot 10^6 t m} \quad K_{\alpha\max} = 1.64 \cdot 10^{12} \text{ Kgcm} = \mathbf{1.64 \cdot 10^7 t m}$$

Si considera inoltre il caso di Torre con incastro perfetto alla base ($K_{\alpha, \text{incastro}}$).

Per stabilire la dipendenza delle frequenze naturali dai parametri elastici ,si sceglie di condurre un’analisi parametrica considerando anche l’influenza del valore del modulo di Young della muratura considerato.

A tal proposito si assumono per tale parametro i valori:

$$\begin{aligned} E_{m, \text{omog}} &= \mathbf{1050 \text{ MPa}} & E_{\min, \text{Norma}} &= \mathbf{1200 \text{ MPa}} \\ E_{m, \text{prove}} &= \mathbf{1500 \text{ MPa}} & E_{\max, \text{Norma}} &= \mathbf{1800 \text{ MPa}} \end{aligned}$$

Vengono considerate la prime due forme modali flessionali (modo 1, modo 3) e la quinta forma modale (il modo 5 è di tipo torsionale).

I risultati ottenuti dalle analisi dinamiche vengono quindi graficati in funzione del modulo elastico (Fig. 53, Fig. 54), in relazione alla rigidezza assegnata al vincolo alla base e per le due differenti condizioni di altezza della Torre (prima e dopo l’intervento di smontaggio).

Come è possibile osservare dai grafici di pagina seguente, l’assumere un differente modulo di Young per la muratura produce effetti diversi sulla risposta strutturale, in ragione del valore attribuito alla rigidezza del vincolo di base.

In particolare, assumendo un valore minimo di quest'ultima, una variazione delle proprietà elastiche della Torre ha minore influenza sulle frequenze naturali relative al primo modo proprio di vibrare. Al contrario, quando la rigidità della molla viene considerata con il suo valore massimo o quando la struttura viene assunta come perfettamente incastrata alla base, gli effetti della variazione del modulo elastico risultano essere più evidenti.

Il quinto modo invece, come già affermato, è di tipo torsionale per cui le frequenze ottenute in funzione del modulo elastico, sono indipendenti dalle caratteristiche del vincolo considerato.

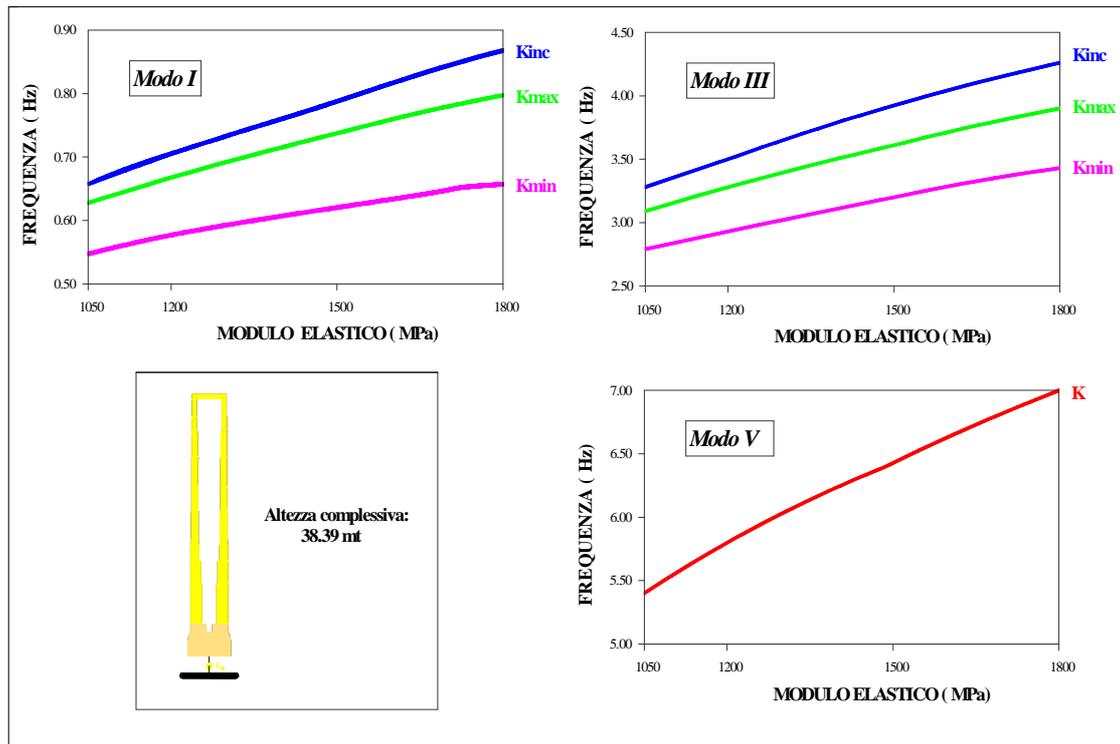


Fig. 56 Analisi parametrica delle frequenze naturali, altezza totale

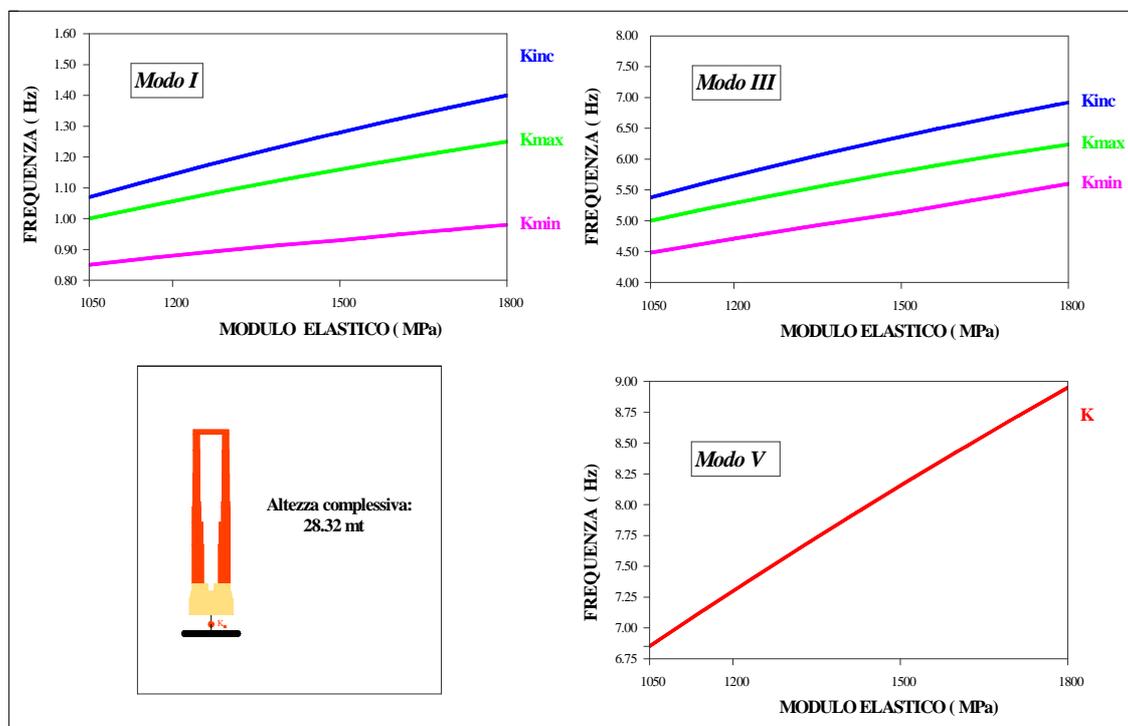


Fig. 57 Analisi parametrica delle frequenze naturali, altezza ridotta

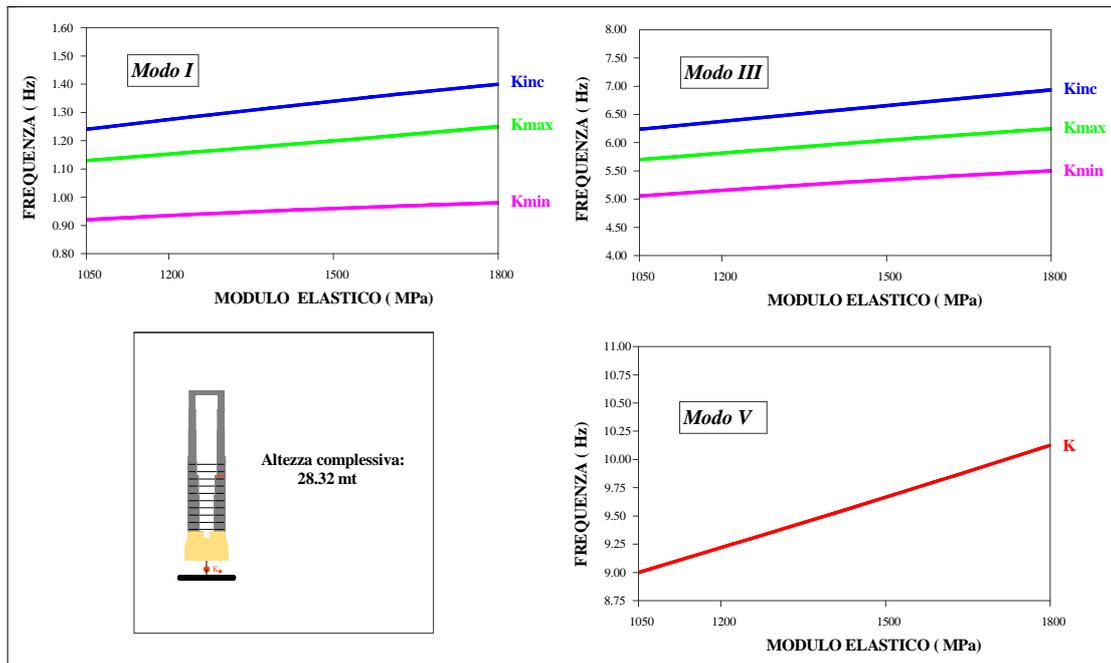


Fig. 58 Analisi parametrica delle frequenze naturali, cerchiatura alla base

In generale, ciò che si osserva comunque per ogni condizione della molla alla base è un incremento del valore delle frequenze proprie all'aumentare del valore del modulo elastico impiegato nelle analisi.

Incremento che appare però meno evidente nel caso di Torre ad altezza ridotta: le caratteristiche di deformabilità della struttura hanno infatti maggiore influenza nel caso di edifici più alti.

Ancora meno la scelta dei parametri di elasticità condiziona i risultati dell'analisi condotta sul manufatto nelle attuali condizioni in quanto in questo caso è la gabbia metallica a governare maggiormente la rigidità del complesso strutturale.

CAPITOLO 5

VERIFICA SISMICA DELLA TORRE CIVICA

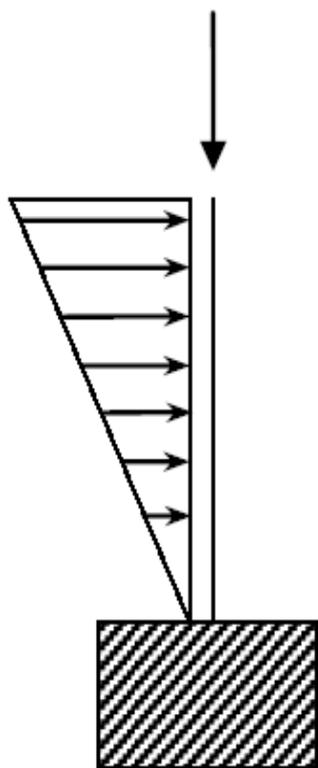
5.1 Valutazione della sicurezza sismica della Torre Civica

Dopo aver caratterizzato dinamicamente il comportamento della Torre nelle diverse configurazioni, si procede ora alla valutazione della sicurezza sismica.

In particolare, in riferimento alle direttive proposte dalle Linee Guida Ministeriali LLGG [15], secondo il livello di valutazione *LVI*, la valutazione si concretizza nella determinazione dell'idoneo Indice di Sicurezza (*Is*), parametro condizionato dalle caratteristiche geometrico-meccaniche della struttura.

Tale indice verrà valutato per le differenti configurazioni della Torre, al fine di verificare se e come gli interventi compiuti garantiscono allo stato attuale la sicurezza sismica.

5.2 Analisi qualitativa con modelli meccanici semplificati (*LVI*)



Come suggerito dalle Linee Guida, per una valutazione quantitativa semplificata dei meccanismi di danneggiamento e collasso, è possibile fare riferimento al collasso per pressoflessione, ovvero considerare la Torre come una mensola, sollecitata da un sistema di forze orizzontali oltre che dal proprio peso, che può andare in crisi in una generica sezione per schiacciamento nella zona compressa, a seguito della parzializzazione della sezione resistente.

La verifica a pressoflessione della struttura snella in muratura si effettuerà confrontando il momento agente di calcolo con il momento ultimo resistente calcolato assumendo la muratura non resistente a trazione.

Fig. 59 Schema statico della Torre

5.2.1 Ipotesi di calcolo

- stante la simmetria della Torre, la verifica verrà eseguita in corrispondenza di una sola direzione principale di inerzia;
- si trascura la presenza di aperture;
- la muratura viene considerata non resistente a trazione, con una distribuzione non lineare delle tensioni a compressione;
- dal punto di vista dei conci meccanici di riferimento, la Torre è stata suddivisa in diversi settori di caratteristiche geometriche uniformi, analoghe a quelle adottate precedentemente nella modellazione della struttura (fig. 49, fig. 50,...)

5.2.2 Verifiche a pressoflessione

La verifica, che consiste nel confronto fra il momento agente di calcolo con il momento ultimo, viene eseguita a diverse altezze non essendo possibile identificare a priori la sezione più critica, per la presenza di rastremazioni delle sezioni.

Il momento agente di calcolo viene valutato considerando un sistema di forze distribuite lungo l'altezza della struttura, assumendo una forma lineare degli spostamenti.

La forza da applicare in corrispondenza del baricentro di ciascun concio è data da:

$$F_i = \frac{W_i z_i}{\sum_{k=1}^n W_k z_k} F_h$$

F_h = $0,85S_e(T_1) \cdot W / qg$ (si assume per una torre il periodo fondamentale sempre maggiore di T_B , periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante);

W_i, W_k sono i pesi, rispettivamente, dei settori i e k ;

z_i, z_k sono le altezze dei baricentri dei settori i e k rispetto alle fondazioni;

$S_e(T_1)$ è l'ordinata dello spettro di risposta elastico, funzione del primo periodo T_1 della struttura secondo la direzione considerata;

$W = \sum W_i$ è il peso complessivo della struttura;

q è il fattore di struttura;

La risultante delle forze sismiche agenti nella sezione i-esima è data da:

$$F_{hi} = \frac{\sum_{k=i}^n z_k W_k}{\sum_{k=1}^n W_k z_k} F_h$$

L'altezza z_{Fi} cui applicare la forza F_{hi} viene valutata attraverso la relazione:

$$z_{Fi} = \frac{\sum_{k=1}^n z_k^2 W_k}{\sum_{k=1}^n W_k z_k} - z_{i*}$$

z_k quota del baricentro della massa del k-esimo settore rispetto alla base, di peso W_k

z_{i*} la quota della i-esima sezione di verifica rispetto alla base

Nel caso di una torre a sezione cava, il momento ultimo alla base dell' i-esimo settore può essere calcolato come:

$$M_{u,i} = \frac{\sigma_{0i} \cdot A_i}{2} \left(b_i - \frac{\sigma_{0i} \cdot A_i}{0.85 \cdot a_i \cdot f_d} \right)$$

a_i lato della sezione depurato di eventuali aperture;

b_i lato della sezione di analisi;

A_i area della sezione di analisi depurata di aperture presenti;

$\sigma_{0i} = W/A_i$ tensione normale media della sezione;

$W = \sum W_i$ peso complessivo della struttura;

f_d resistenza a compressione di calcolo della muratura;

Nella configurazione di Torre ingabbiata alla base, si è visto nel precedente capitolo come l'effetto del rinforzo adottato sia analogo a quello prodotta da una cerchiatura distribuita sull'altezza quindi la gabbia può essere pensata come un tubo ideale equivalente di spessore $s=0,4$ cm.

[26]

Una recente proposta che mira a determinare le proprietà meccaniche di colonne in muratura tenendo conto sia di quelle del sistema confinante che del materiale di base, è contenuta nel CNR-DT200/2004 nel quale il valore di progetto f_{mcd} della resistenza ultima della muratura confinata si determina in funzione di quello f_{md} della muratura non confinata e della pressione efficace di confinamento $f_{l,eff}$ secondo la seguente relazione lineare:

$$f_{cmd} = f_{md} + k' f_{l,eff}$$

Il coefficiente k' rappresenta il fattore di proporzionalità tra incremento di resistenza nella muratura e pressione laterale di confinamento e viene denominato fattore di efficacia del confinamento.

Tale fattore dipende direttamente dalle caratteristiche della muratura e rappresenta un incremento di resistenza

[27]

Poiché si ritiene che l'effetto di confinamento sia tanto più apprezzabile quanto più la muratura sia organizzata e priva di vuoti, è stata proposta la seguente espressione:

$$k' = \frac{g_m}{1000} = \frac{1800}{1000} = 1,8$$

dove g_m rappresenta proprio la densità di massa (in kg/m^3) della muratura; la formula proposta nel DT è stata calibrata a partire da considerazioni basate sul valore che per tale coefficiente si adotta nel caso del calcestruzzo confinato con FRP.

L'espressione adottata per la pressione efficace di confinamento è la seguente:

$$f_{l,eff} = k_H \cdot k_V \cdot f_l$$

con:

k_H coefficiente di efficienza orizzontale

k_V coefficiente di efficienza verticale

f_l pressione di confinamento

Il coefficiente di efficienza orizzontale k_H corrisponde al rapporto tra la sezione confinata e quella globale e può essere espresso come segue:

$$k_H = 1 - \frac{b^2 + d^2}{3 \cdot A_m}$$

Il coefficiente di efficienza verticale k_V tiene conto dell'eventuale effetto di diffusione delle pressioni di confinamento sul volume dell'elemento quando questo non risulta fasciato con continuità lungo il suo asse; nel caso in esame si è modellata l'azione della gabbia come quella di un tubo ideale equivalente "spalmato" sull'altezza quindi si può assumere per il coefficiente k_V un valore unitario, che corrisponde ad una fasciatura continua.

In condizioni di equilibrio limite, per una sezione quadrata e con fasciatura continua, la pressione di confinamento può essere calcolata con la relazione che segue:

$$f_l = \frac{1}{2} (\rho_f \cdot E_f) \epsilon_{fd,rid}$$

$\rho_f = \frac{4t_f}{b}$ dove $t_f = 0,4$ cm rappresenta lo spessore del rinforzo e b il lato

E_f modulo elastico della fasciatura; in questo caso si assume il valore valido per l'acciaio pari a 210000 N/mm^2

$\epsilon_{fd,rid} = \frac{\epsilon_{f,k}}{\gamma_f} = 0,0016$ valore di progetto della deformazione ultima del rinforzo

$\epsilon_{f,k}$ valore caratteristico della deformazione ultima del rinforzo; per l'acciaio si assume pari a $0,002$

γ_f coefficiente parziale di sicurezza che per i sistemi di rinforzo non certificati vale 1.25

La pressione efficace di confinamento viene determinata per le sezioni alle quali è applicato il sistema di rinforzo metallico:

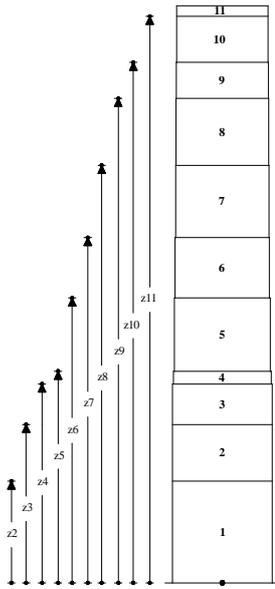
SEZIONE	A_m	k_H	ρ_f	f_l	$f_{l,eff}$	$k' \cdot f_{l,eff}$
[cm]	[cm ²]			[N/mm ²]	[N/mm ²]	MPa
Sezione 1 Le=670.00 Li=272.00	3.749e+05	0,6	2,39e-03	0,4	0,240	0,44
Sezione 2 Le=670.00 Li=308.00	3.540e+05	0,58	2,39e-03	0,4	0,232	0,42
Sezione 3 Le =670.00 Li=378.00	3.060e+05	0,51	2,39e-03	0,4	0,204	0,37
Sezione 4 Le =658.00 Li=388.00	2.824e+05	0,49	2,43e-03	0,41	0,201	0,36

Il valore di progetto f_{mcd} della resistenza ultima della muratura confinata da impiegare nel calcolo del momento resistente delle sezioni considerate nel caso di configurazione della Torre con cerchiatura alla base sarà quindi incrementato rispetto alla resistenza a compressione di calcolo della muratura della quantità $k' \cdot f_{i,eff}$

La verifica pressoflessione della Torre nelle diverse configurazioni viene condotta confrontando il momento agente di calcolo con il momento ultimo, determinati come appena descritto.

I risultati ottenuti vengono sintetizzati nelle tabelle seguenti.

ALTEZZA ORIGINARIA (peso complessivo $W=1798,34$ t)				
Sezioni di verifica	Momento di progetto [kN m]			Momento ultimo [kN m]
	$K_{qmin}=4.10 \cdot 10^6 tm$	$K_{qmax}=1.64 \cdot 10^7 tm$	$K_{qincatro}$	
Base	13601,4711	15415,00056	16140,41	12898,2575
Z2	10019,1116	11354,99319	11889,35	15832,0752
Z3	8321,9594	9431,553988	9875,392	12533,0275
Z4	6879,95871	7797,286533	8164,218	11970,8498
Z5	6665,22249	7553,918827	7909,397	9959,54809
Z6	4629,83974	5247,1517	5494,076	9782,69483
Z7	3184,88291	3609,533963	3779,394	9354,47902
Z8	1780,72602	2018,156151	2113,128	8222,48924
Z9	836,468334	947,9974452	992,6091	6023,6002
Z10	411,102608	465,9162892	487,8418	4490,57801
Z11	9,54074943	10,81284936	11,32169	1368,03525



ALTEZZA RIDOTTA (peso complessivo W=1472,22 t)				
Sezioni di verifica	Momento di progetto [kN m]			Momento ultimo [kN m]
	$K_{\min}=4.10 \cdot 10^6 \text{tm}$	$K_{\max}=1.64 \cdot 10^7 \text{tm}$	$K_{\text{q,incastro}}$	
Base	9291,11115	14821,53445	15927,62	17588,5673
Z2	6053,69549	9657,08567	10377,76	17494,4764
Z3	4572,58382	7294,359906	7838,715	14348,0026
Z4	3370,8727	5377,344542	5778,639	12690,866
Z5	3197,60348	5100,938889	5481,606	11461,6332
Z6	1660,10361	2648,260524	2845,892	9157,18453
Z7	736,001333	1174,097365	1261,717	6724,66215
Z8	106,549694	169,9721308	182,6566	2840,50235
Z9	5,7817402	9,223252224	9,911555	676,839894

ALTEZZA RIDOTTA CON CERCHIATURA ALLA BASE (peso complessivo W=1472,22 t)				
Sezioni di verifica	Momento di progetto [kN m]			Momento ultimo [kN m]
	$K_{\min}=4.10 \cdot 10^6 \text{tm}$	$K_{\max}=1.64 \cdot 10^7 \text{tm}$	$K_{\text{q,incastro}}$	
Base	13715,4498	16923,0953	18582,22	25176,032
Z2	8936,40763	11026,37394	12107,39	21499,5567
Z3	6750,00469	8328,634818	9145,168	17205,7901
Z4	4976,05017	6139,803843	6741,745	14648,6029
Z5	4720,27181	5824,206343	6395,207	11461,6332
Z6	2450,62914	3023,76015	3320,207	9157,18453
Z7	1086,47816	1340,573857	1472,003	6724,66215
Z8	157,287643	194,0726568	213,0994	2840,50235
Z9	8,53494982	10,53102679	11,56348	676,839894

Ciò che appare importante sottolineare è il notevole incremento della capacità resistente ottenuto operando gli interventi di abbassamento e di cerchiatura della Torre: per la sezione di base il momento ultimo resistente risulta essere praticamente raddoppiato.

5.5.3 Indice sismico per le diverse configurazioni

Una volta valutati momento resistente (ultimo) e il momento agente (di progetto) di ogni settore di caratteristiche omogenee, dal loro confronto è possibile determinare il valore dell'ordinata dello spettro di risposta critico, mediante il quale risalire all'accelerazione di collasso a_{SLU} . Di tutti i valori trovati si assume valido per l'intera struttura quello minore, in questo caso localizzato nella sezione alla base.

Il valore dell'ordinata dello spettro di risposta elastico corrispondente al raggiungimento dello stato limite SLV nella sezione i-esima (tenendo conto del fattore di confidenza FC) è determinato come segue:

$$S_{e,SLV,i}(T_1) = \frac{q \cdot g \cdot M_{u,i} \sum_{k=1}^n z_k \cdot W_k}{0,85 \cdot W \cdot \left(\sum_{k=1}^n z_k^2 \cdot W_k - z_{i*} \sum_{k=1}^n z_k \cdot W_k \right) \cdot F_C}$$

Per la sezione di base, in corrispondenza della quale si determina il valore minimo, si ricavano in relazione alle diverse configurazioni della Torre:

- altezza originaria $S_{e,SLV}=0,517 \text{ m/s}^2$
- altezza ridotta $S_{e,SLV}=1,155 \text{ m/s}^2$
- cerchiatura alla base $S_{e,SLV}= 1,654 \text{ m/s}^2$

In base a tali valori si determina il tempo di ritorno T_{SLV} dell'azione sismica corrispondente, mediante procedimento che utilizza i dati in appendice delle NTC relativi ai 9 tempi di ritorno riportati.

In particolare vengono interpolati i valori noti relativi ai periodi di ritorno predefiniti:

$$T_{SLV} = T_{R1} \cdot 10^{\log(T_{R2}/T_{R1}) \log(a_{SLV} \cdot S / F_C \cdot a_1 \cdot S_1) / \log(a_2 \cdot S_2 / a_1 \cdot S_1)}$$

dove:

- T_{R1}, T_{R2} sono i periodi di ritorno per i quali è fornita la pericolosità sismica, all'interno dei quali è compreso T_{SLV}
- a_1, a_2 sono i corrispondenti valori dell'accelerazione di picco su suolo rigido
- S_1, S_2 sono i corrispondenti valori del coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche.

F_c è il fattore di confidenza definito in funzione del livello di approfondimento della conoscenza

Al tempo di ritorno così valutato sono associati i corrispondenti valori di a_g , F_0 e T_c^* attraverso i quali sono definiti tutti i parametri dello spettro:

	T_{SLV} [anni]	a_g [g]	F_0	T_B [sec]	T_C [sec]	T_D [sec]
altezza originaria	35	0,051	2,461	0,144	0,433	1,803
altezza ridotta	216	0,117	2,542	0,149	0,448	2,068
cerchiatura	522	0,168	2,545	0,149	0,488	2,27

Il valore dell'accelerazione massima al suolo corrispondente al raggiungimento dello

stato limite ultimo può essere calcolato come $a_{SLV} = \frac{S_{e,SLV}}{S \cdot F_0} \cdot \frac{T_1}{T_C}$:

- altezza originaria $(T_1=1,51) \rightarrow a_{SLV}=0,49 \text{ m/s}^2$
- altezza ridotta $(T_1=0,935) \rightarrow a_{SLV}=0,63 \text{ m/s}^2$
- cerchiatura alla base $(T_1=0,804) \rightarrow a_{SLV}=0,74 \text{ m/s}^2$

Ora è possibile determinare l'**Indice Sismico** della Torre dal rapporto tra l'accelerazione di collasso e l'accelerazione massima attesa nel sito ($a_{g,SLV}=0,161 \text{ g}$)

- altezza originaria $I_s = \frac{a_{SLV}}{a_{g,SLV}} = 0,32 < 1$
- altezza ridotta $I_s = \frac{a_{SLV}}{a_{g,SLV}} = 0,73 < 1$
- cerchiatura alla base $I_s = \frac{a_{SLV}}{a_{g,SLV}} = 1,04 > 1$

Dai confronti fra gli indici sismici ottenuti è evidente come la Torre nelle attuali condizioni sia al limite di sicurezza nei confronti delle azioni corrispondenti allo SLV. Per quanto riguarda le configurazioni precedenti, un indice sismico inferiore all'unità evidenzia una condizione critica, al di sotto di requisiti richiesti alla struttura nei riguardi dello stato limite ultimo.

Pertanto la cerchiatura alla base risulta essere indispensabile per la sicurezza del manufatto e sembra non accettabile una rimozione del rinforzo in quanto esporrebbe la Torre ad un rischio sismico non accettabile allo stato limite ultimo.

L'indice sismico fornisce anche un'indicazione dell'efficacia degli interventi realizzati sulla struttura; la Torre nella sua configurazione originaria appariva in una condizione di elevata criticità.

La rimozione della parte sommitale è risultata provvidenziale al fine di migliorare la condizione statica soprattutto della porzione alla base: il momento ultimo resistente della struttura ad altezza ridotta sembra infatti essere maggiore del momento sollecitante quindi una verifica a pressoflessione risulta verificata, pur permanendo una situazione di criticità evidenziata da un indice sismico calcolato inferiore all'unità.

L'alloggiamento della gabbia metallica per i primi 13 metri dell'altezza della Torre ha incrementato notevolmente sia il momento resistente, soprattutto delle sezioni più critiche, sia l'indice sismico, garantendo una condizione di sicurezza, seppur precaria e prossima al limite.

CAPITOLO 6

MECCANISMO DI RIBALTAMENTO DELL'INTERA STRUTTURA

6.1 Analisi limite

Semplici valutazioni sulle condizioni di equilibrio della Torre soggetta ad un set di forze orizzontali possono essere formulate utilizzando i criteri dell'analisi limite, secondo l'approccio a macroelementi, ipotizzando la muratura non resistente a trazione e infinitamente rigida resistente a compressione.

Questa metodologia prevede di considerare i diversi meccanismi di collasso possibili al fine di valutare il più piccolo moltiplicatore del carico necessario a formare una cerniera plastica posta sul lembo di una sezione trasversale del fusto.

Il meccanismo di collasso più sfavorevole di una struttura non è infatti generalmente noto a priori.

Non verranno affrontati in questa trattazione tutti i possibili meccanismi di collasso ma si farà riferimento al ribaltamento globale della Torre quindi non si valuterà il moltiplicatore di collasso ma il fattore di sicurezza nei confronti di tale meccanismo.

Data la variazione graduale della distribuzione di massa lungo il fusto e delle caratteristiche geometriche delle sezioni, sembra infatti questo il meccanismo più probabile. Questa valutazione è pertanto da ritenersi del tutto qualitativa.

Analogamente a quanto fatto nei precedenti capitoli, anche per questa analisi si farà riferimento alle tre diverse configurazioni dell'assetto della Torre finora considerate.

6.2 Carico limite unitario del sistema fondazione-terreno

Una prima valutazione del fattore di sicurezza nei confronti del ribaltamento della Torre può essere effettuata considerando che nella condizione limite il terreno sia plasticizzato e quindi che la tensione normale sul piano di fondazione sia uniforme e pari al carico limite unitario q_{lim} del sistema fondazione-terreno.

Poiché in presenza di perturbazione rapida, come è quella prodotta dal sisma, il meccanismo di collasso si instaura in condizioni non drenate, il suddetto valore del carico limite unitario è stato ottenuto da un'analisi in termini di tensioni totali, sulla

base di risultati di prove sperimentali attualmente in via di realizzazione, quindi ancora parziali, le quali forniscono come parametri di riferimento:

- Resistenza a taglio in condizioni non drenate $c_u = 50 \text{ kPa}$
- Peso specifico $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$

Per determinare la q_{lim} si fa riferimento alla formula di Brinch-Hansen che rappresenta l'espressione più generale per il calcolo della capacità portante e che riguarda pressoché tutte le diverse situazioni delle fondazioni; tale relazione è ottenuta dalla sovrapposizione di soluzioni relative a casi particolari e relativamente a condizioni non drenate assume la forma:

$$q_{lim} = c_u \cdot N_c \cdot \alpha_c^0 + q$$

in cui il primo membro esprime il contributo della coesione mentre il secondo rappresenta l'effetto stabilizzante del terreno ai lati della fondazione.

$$N_c = 2 + \Pi = 5,14$$

fattore di capacità portante

$$q = \gamma \cdot D = 19 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 5\text{m} = 95 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

sovraccarico dovuto al terreno ai lati

$$\alpha_c^0 = i_c^0 \cdot s_c^0 \cdot d_c^0 \cdot b_c^0 \cdot g_c^0 = 1,15$$

fattore correttivo

Il fattore correttivo si compone dei termini:

$$i_c^0 = \frac{1 - \left(\frac{2 + B'}{\frac{L'}{1 + B'}} \cdot V \right)}{B' \cdot L' \cdot c_u \cdot N_c} = 0,96$$

fattore correttivo per inclinazione del carico

$$s_c^0 = 1 + 0,2 \cdot \frac{B'}{L'} = 1,2$$

fattore di forma della fondazione

$$d_c^0 = 1 + 0,4 \cdot \frac{D}{B'} = 1,002$$

fattore di profondità piano di posa

$$b_c^0 = 1 - \frac{2\alpha}{\Pi + 2} = 1$$

fattore correttivo per inclinazione fondazione

$$g_c^0 = 1 - \frac{2\beta}{\Pi + 2} = 1$$

fattore correttivo per inclinazione piano campagna

Si fa riferimento ad un criterio di valutazione che assume una pressione uniforme sotto la fondazione; tale pressione si considera estesa per una lunghezza tale per cui la risultante abbia la stessa retta d'azione dello sforzo normale eccentrico derivante dalla struttura.

Pertanto le quantità $B' = B - 2e_b$ e $L' = L - 2e_l$ rappresentano le dimensioni dell'area ridotta della fondazione per la quale si può assumere una q_{lim} uniformemente distribuita.

Per determinare tali quantità occorre valutare le eccentricità e_b , e_l del carico agente come rapporto tra il momento e lo sforzo normale ottenuti per le diverse configurazioni della Torre. Data la simmetria del problema si assumono $B' = L'$ anche se l'inclinazione della sovrastruttura comporterebbe una valutazione più accurata dell'eccentricità.

- Altezza totale $B' = L' = 772 - 2 \frac{16140,41}{17983,4} = 770,22\text{m}$
- Altezza ridotta $B' = L' = 772 - 2 \frac{17588,56}{14722,2} = 769,61\text{m}$
- Cerchiatura alla base $B' = L' = 772 - 2 \frac{18582,22}{14722,2} = 769,48\text{m}$

Data la poca variabilità dei valori ottenuti, si assume per ciascun caso un valore medio $B' = 769,8$ metri.

Pertanto il carico limite ammissibile sarà pari a:

$$q_{lim} = c_u \cdot N_c \cdot \alpha_c^0 + q = 0,39\text{MPa}$$

6.3 Verifica al ribaltamento nella configurazione originaria

Si fa riferimento ad un criterio di valutazione che assume una pressione uniforme sotto la fondazione quindi dall'equilibrio tra il peso della Torre e la risultante delle reazioni del terreno si determina l'ampiezza della zona compressa:

$$x_n = \frac{P}{L_e \cdot q_{lim}} = 5,97\text{m}$$

essendo $P=17983,4$ kN il peso della Torre, $L_e=7,72$ metri il lato dell'impronta quadrata della fondazione e $q_{lim}= 0,39$ MPa= 390 kN/m².

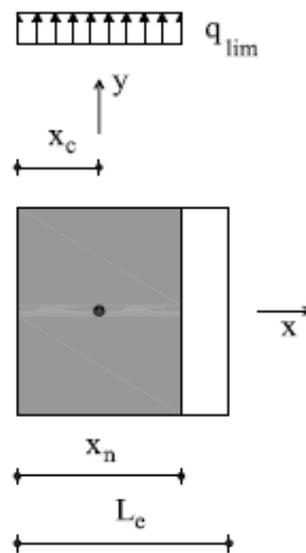


Fig. 60 Ampiezza della zona compressa sotto la fondazione

Il baricentro, in corrispondenza del quale si considerano applicati il peso P e la forza sismica orizzontale F_h , si trova ad una quota z_g rispetto al piano campagna che è determinata dal rapporto:

$$z_g = \frac{\sum_{j=1}^n z_j W_j}{\sum_{j=1}^n W_j} = 16,36\text{m}$$

dove z_j e W_j rappresentano rispettivamente la quota del baricentro ed il peso dei settori secondo i quali viene suddivisa la Torre.

La fondazione viene considerata poggiante ad una profondità $z_f = - 4,97\text{m}$.

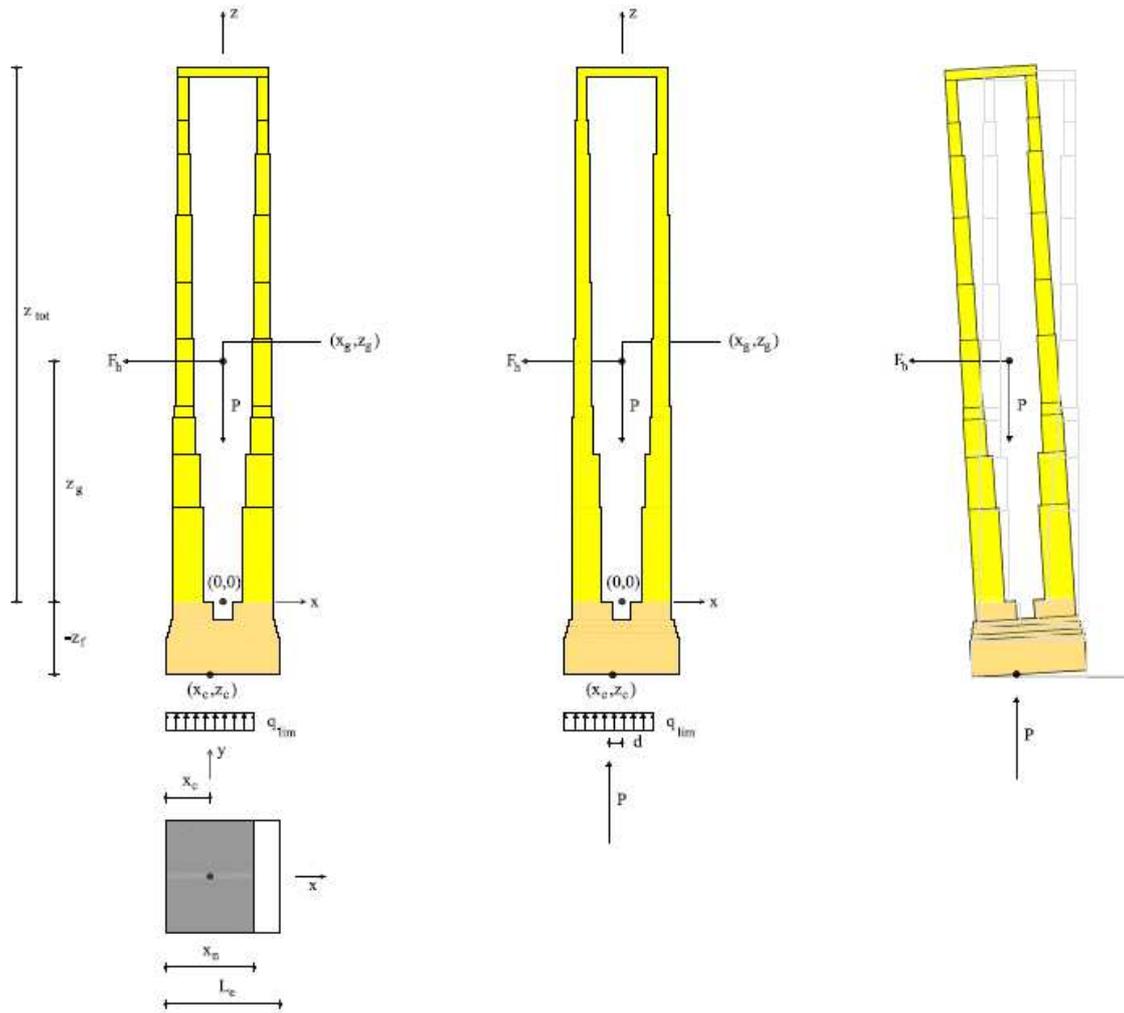


Fig. 61 Ribaltamento sul piano di fondazione, configurazione originaria

Considerando la Torre con un'inclinazione costante pari a $3,65^\circ$, dalla Fig.61 è immediato verificare che la risultante del peso proprio della Torre produce un momento instabilizzante rispetto al baricentro delle compressioni del terreno: il braccio d determinato nella condizione di Torre inclinata è piccolo e circa pari a 0,5 metri.

Questo evidenzia come, nella configurazione originaria, la struttura fosse in equilibrio precario per effetto del peso proprio, date anche le scarse caratteristiche del terreno di fondazione.

In tale condizione quindi la struttura si trovava già in una condizione oltre il limite ammissibile anche solo per effetto dei carichi statici, pertanto era assolutamente incapace di sostenere qualsiasi altra azione aggiuntiva.

6.4 Verifica al ribaltamento nella configurazione ad altezza ridotta

Anche in questo caso si fa riferimento ad un criterio di valutazione che assume una pressione uniforme sotto la fondazione quindi dall'equilibrio tra il peso della Torre e la risultante delle reazioni del terreno si determina l'ampiezza della zona compressa:

$$x_n = \frac{P}{L_e \cdot q_{lim}} = 4,89\text{m}$$

essendo $P=14722,2$ kN il peso della Torre, $L_e=7,72$ metri il lato dell'impronta quadrata della fondazione e $q_{lim}= 0,39$ MPa= 390 kN/m².

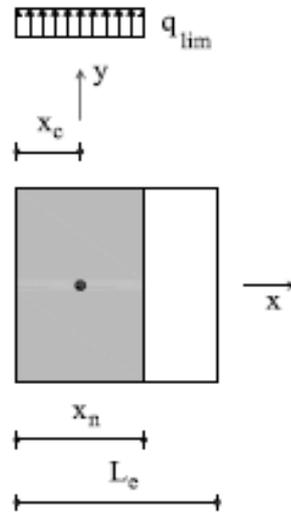


Fig. 62 Ampiezza della zona compressa sotto la fondazione

Il baricentro, in corrispondenza del quale si considerano applicati il peso P e la forza sismica orizzontale F_h , si trova ad una quota z_g rispetto al piano campagna che è determinata dal rapporto:

$$z_g = \frac{\sum_{j=1}^n z_j W_j}{\sum_{j=1}^n W_j} = 12,51\text{m}$$

dove z_j e W_j rappresentano rispettivamente la quota del baricentro ed il peso dei settori secondo i quali viene suddivisa la Torre.

La fondazione viene considerata poggiante ad una profondità $z_f = - 4,97\text{m}$.

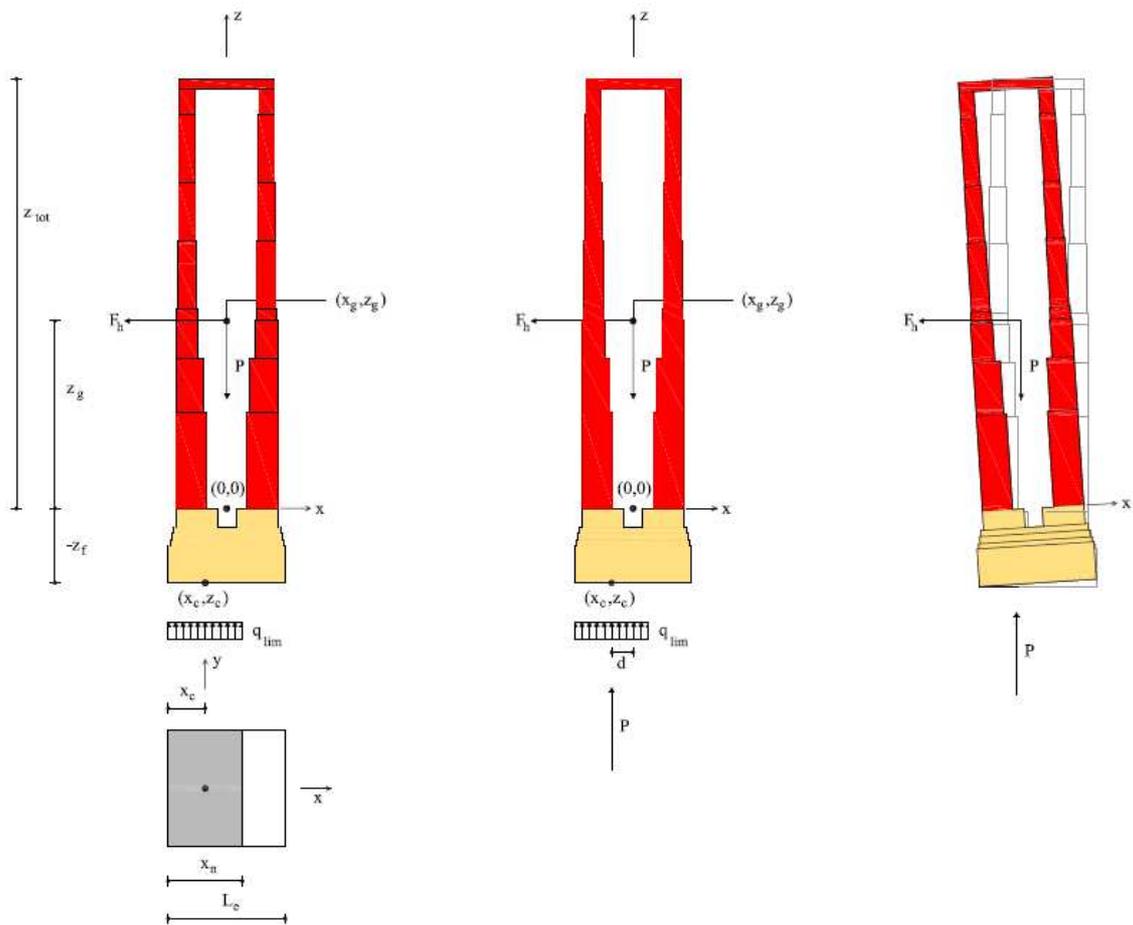


Fig. 63 Ribaltamento sul piano di fondazione, altezza ridotta

Con riferimento allo schema di Fig.63, considerando un'inclinazione costante pari a $3,65^\circ$, il braccio d fra le forze P è pari a $d= 0,3$ metri.

La forza orizzontale F_h che rappresenta l'azione sismica viene pensata applicata al baricentro della struttura in elevazione ed è calcolata come:

$$F_h = \frac{0,85 \cdot S_e(T_1) \cdot W}{q \cdot g} = 901 \text{ kN}$$

dove:

$S_e(T_1)$ è l'ordinata dello spettro di risposta elastico, funzione del primo periodo T_1 della struttura secondo la direzione considerata;

$W = \sum W_i$ è il peso complessivo della struttura;

$q=2$ è il fattore di struttura;

Si determinano dunque i contributi stabilizzanti e instabilizzanti per l'equilibrio della Torre valutati con riferimento al baricentro dell'impronta compressa della fondazione:

contributo stabilizzante $M_{stab} = P \cdot d = 14722,2 \text{ kN} \cdot 0,3 \text{ m} = 4417 \text{ kN} \cdot \text{m}$

contributo instabilizzante $M_{instab} = F_h \cdot (z_g + z_f) = 901 \text{ kN} \cdot (12,51 + 4,97) \text{ m} = 15749 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Il coefficiente di sicurezza sarà espresso dal rapporto fra i due contributi:

$$FS = \frac{M_{stab}}{M_{instab}} = \frac{4417}{15749} = 0,28$$

È evidente quindi che, a fronte dell'azione sismica attesa per lo SLV, la condizione di sicurezza della Torre nei confronti del ribaltamento sul piano di fondazione è ben lontana dall'essere assicurata.

Si può infine valutare il moltiplicatore di attivazione del meccanismo espresso come “frazione di peso” che applicato orizzontalmente attiva il meccanismo di collasso:

$$\lambda = \frac{P \cdot d}{P \cdot z_{gf}} = \frac{14722,2 \text{ kN} \cdot 0,3 \text{ m}}{14722,2 \text{ kN} \cdot 17,48 \text{ m}} = 0,017$$

dove z_{gf} rappresenta la quota del baricentro della Torre rispetto al piano di fondazione.

Questo moltiplicatore è ovviamente molto inferiore (di circa un ordine di grandezza) al valore $\lambda=0,16$ che si otterrebbe pensando ad un ribaltamento intorno al lato dell'impronta della fondazione.

6.5 Verifica al ribaltamento nella configurazione con cerchiatura alla base

Questo caso è analogo al precedente ma la verifica va eseguita nei confronti di una forza orizzontale F_h applicata alla struttura più alta in quanto la configurazione con cerchiatura alla base è caratterizzata da un periodo fondamentale più basso in ragione della maggiore rigidezza offerta dal sistema di rinforzo.

Si fa riferimento ancora ad un criterio di valutazione che assume una pressione uniforme sotto la fondazione quindi dall'equilibrio tra il peso della Torre e la risultante delle reazioni del terreno si determina l'ampiezza della zona compressa:

$$x_n = \frac{P}{L_e \cdot q_{lim}} = 4,89\text{m}$$

essendo $P=14722,2$ kN il peso della Torre, $L_e=7,72$ metri il lato dell'impronta quadrata della fondazione e $q_{lim}=0,39$ MPa= 390 kN/m².

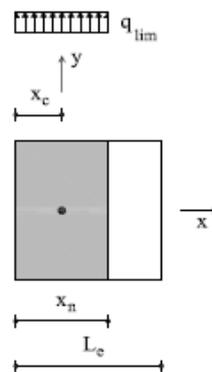


Fig. 64 Ampiezza della zona compressa sotto la fondazione

Il baricentro, in corrispondenza del quale si considerano applicati il peso P e la forza sismica orizzontale F_h , si trova ad una quota z_g rispetto al piano campagna che è determinata dal rapporto:

$$z_g = \frac{\sum_{j=1}^n z_j W_j}{\sum_{j=1}^n W_j} = 12,5 \text{ m}$$

dove z_j e W_j rappresentano rispettivamente la quota del baricentro ed il peso dei settori secondo i quali viene suddivisa la Torre.

La fondazione viene considerata poggiante ad una profondità $z_f = -4,97\text{m}$.

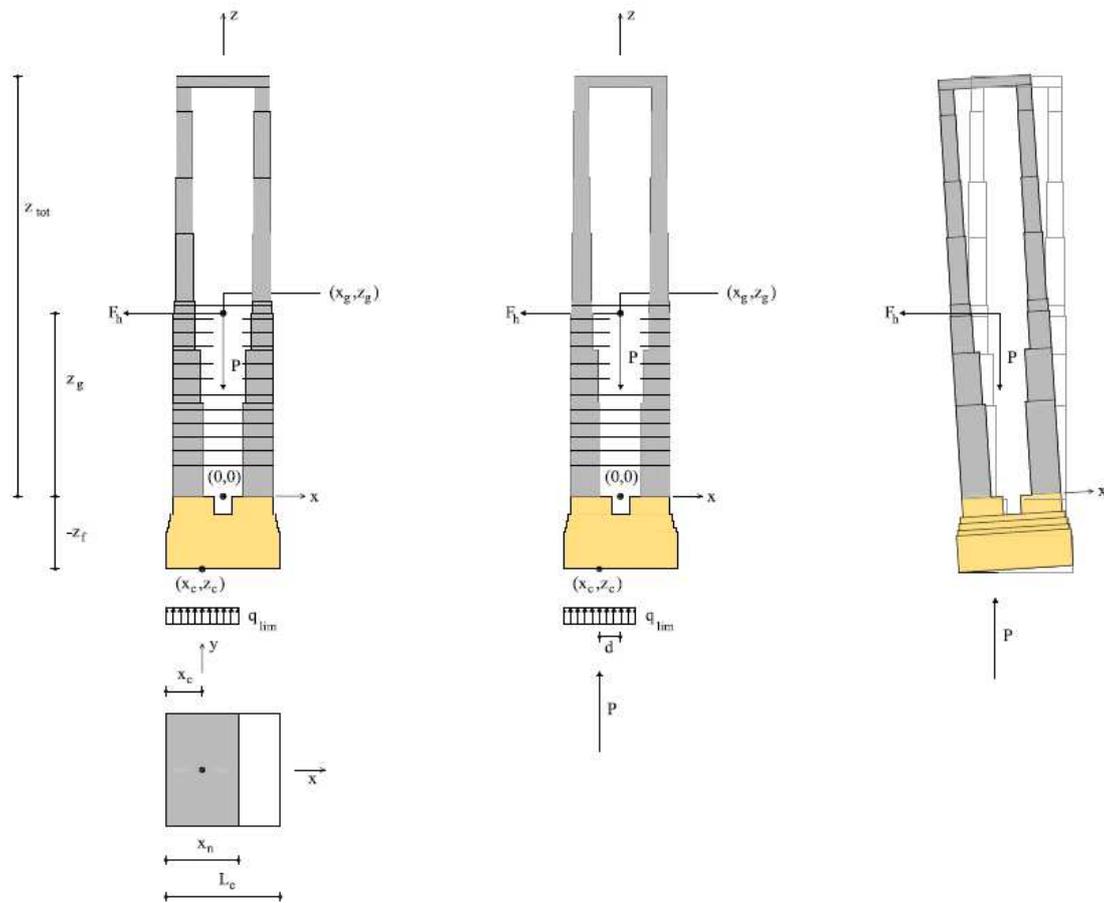


Fig. 65 Ribaltamento sul piano di fondazione, cerchiatura alla base

Con riferimento allo schema di Fig.65, considerando un'inclinazione costante pari a $3,65^\circ$, il braccio d fra le forze P è pari a $d=0,3$ metri.

La forza orizzontale F_h che rappresenta l'azione sismica viene pensata applicata al baricentro della struttura in elevazione ed è calcolata come:

$$F_h = \frac{0,85 \cdot S_e(T_1) \cdot W}{q \cdot g} = 1051 \text{ kN}$$

dove:

$S_e(T_1)$ è l'ordinata dello spettro di risposta elastico, funzione del primo periodo T_1 della struttura secondo la direzione considerata;

$W = \sum W_i$ è il peso complessivo della struttura;

$q=2$ è il fattore di struttura;

Si determinano dunque i contributi stabilizzanti e instabilizzanti per l'equilibrio della Torre valutati con riferimento al baricentro dell'impronta compressa della fondazione:

contributo stabilizzante $M_{stab} = P \cdot d = 14722,2 \text{ kN} \cdot 0,3 \text{ m} = 4417 \text{ kN} \cdot \text{m}$

contributo instabilizzante $M_{instab} = F_h \cdot (z_g + z_f) = 1051 \text{ kN} \cdot (12,51 + 4,97) \text{ m} = 18371 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Il coefficiente di sicurezza sarà espresso dal rapporto fra i due contributi:

$$FS = \frac{M_{stab}}{M_{instab}} = \frac{4417}{18371} = 0,24$$

È evidente quindi che, a fronte dell'azione sismica attesa per lo SLV, la condizione di sicurezza della Torre nei confronti del ribaltamento sul piano di fondazione è ben lontana dall'essere assicurata.

Si può infine valutare il moltiplicatore di attivazione del meccanismo espresso come "frazione di peso" che applicato orizzontalmente attiva il meccanismo di collasso:

$$\lambda = \frac{P \cdot d}{P \cdot z_{gf}} = \frac{14722,2 \text{ kN} \cdot 0,3 \text{ m}}{14722,2 \text{ kN} \cdot 17,48 \text{ m}} = 0,017$$

dove z_{gf} rappresenta la quota del baricentro della Torre rispetto al piano di fondazione.

Questo moltiplicatore, analogo a quello ottenuto per il caso precedente, è ovviamente molto inferiore (di circa un ordine di grandezza) al valore $\lambda=0,16$ che si otterrebbe pensando ad un ribaltamento intorno al lato dell'impronta della fondazione.

Occorre pertanto sottolineare come la cerchiatura alla base sia sfavorevole nei confronti della verifica a ribaltamento sul piano di fondazione: il contributo instabilizzante in questo caso è più elevato rispetto alla Torre senza rinforzo in quanto la maggiore rigidità conferita da quest'ultimo al complesso strutturale comporta una domanda sismica attesa più severa.

Ad un irrigidimento di questo tipo sarebbe stato dunque necessario associare un intervento da operare sul terreno di fondazione al fine di incrementare il carico limite ammissibile del complesso struttura-terreno.

CONCLUSIONI

La Torre Civica di Ravenna permane quindi in una condizione di vulnerabilità sismica non accettabile, nonostante i più recenti interventi operati, atti a riportarla almeno entro una soglia minima di sicurezza.

Le analisi condotte nella presente trattazione non concludono lo studio del comportamento strutturale, in quanto la carenza di informazioni necessarie alla conoscenza del manufatto, non consente una corretta e affidabile calibrazione dei modelli impiegati per le verifiche.

Si ritengono pertanto indispensabili ulteriori indagini (in parte già in fase di esecuzione) sia sul terreno di fondazione sia sulle murature costituenti la Torre, per eliminare tutte le incertezze nella definizione dei parametri caratteristici del complesso strutturale. Solo in questo modo sarà possibile procedere con ulteriori analisi, quali quella per meccanismi parziali e l'analisi di tipo pushover, e completare la fase di conoscenza delle attuali condizioni della Torre, al fine di programmare e progettare tutti gli interventi necessari.

Ad oggi, come già affermato e verificato, per quanto riguarda il comportamento nei confronti dell'azione sismica, il meccanismo globale di ribaltamento sul piano di fondazione appare essere il più preoccupante: l'aver ridotto l'altezza e installato il sistema di profilati metallici alla base, ha prodotto un irrigidimento complessivo della struttura, esponendola ad una domanda sismica ben più elevata rispetto alla condizione originaria per la quale, in ragione del maggiore periodo proprio, le azioni sismiche attese risultavano essere più contenute.

Di contro, la riduzione dell'altezza ha comportato una diminuzione dello sforzo normale dovuto al peso proprio della muratura e la gabbia metallica ha portato ad un miglioramento del comportamento nei confronti del meccanismo di crisi per pressoflessione, in quanto è ben noto che un efficace confinamento è benefico, e spesso determinante, ai fini dell'incremento della resistenza complessiva.

Per quanto riguarda quindi una verifica condotta secondo i criteri dell'analisi statica equivalente, l'incisività degli interventi eseguiti è risultata indispensabile a riportare la Torre in una condizione di sicurezza accettabile in termini di resistenza alle azioni orizzontali.

Le scarse caratteristiche del terreno di fondazione e l'ancora elevata pendenza rispetto all'asse verticale baricentrico, non consentono però di assicurare la stabilità della Torre nei confronti del meccanismo globale di ribaltamento rispetto alla fondazione.

La riduzione dell'altezza ha sì portato ad un miglioramento della situazione statica, in quanto lo strapiombo totale appare notevolmente ridotto e il peso proprio (anche se inferiore) costituisce ora un contributo stabilizzante nei confronti dell'azione complessiva agente, ma le risorse di resistenza alle azioni orizzontali sembrano essere del tutto inadeguate a soddisfare la domanda attesa per un eventuale evento sismico.

Prima di focalizzare l'attenzione sulle problematiche connesse al rimontaggio della parte sommitale della Torre, compresa la cella contenente le campane, sarà necessario pertanto proseguire il percorso di conoscenza delle attuali condizioni strutturali mediante indagini più approfondite, affidabili e, per quanto possibile, precise, così da poter affinare i modelli di analisi e verifica.

Si potrà successivamente progettare correttamente la campagna di interventi necessari ad eliminare gli elementi che concorrono alla vulnerabilità nei confronti delle azioni sismiche, interventi che dovranno essere tanto più efficaci quanto meno invasivi dal punto di vista dell'impatto estetico, dato il valore simbolico ed architettonico del manufatto.

Solo avviando un percorso razionale di studio ed analisi delle potenzialità e delle vulnerabilità della struttura sarà possibile restituire la Torre Civica al suo antico splendore ed al già ricco patrimonio storico della città di Ravenna.

BIBLIOGRAFIA

- [1] COMO M. T. Il restauro di monumenti a torre in muratura, *Restauro*, 152-153/2000
- [2] ROVERSI G.(1989) *Tecniche,tempi e costi di costruzione*
- [3] MAURO M. (2000) *Mura, porte e torri di Ravenna*, Adriapress Ravenna
- [4] SAVINI G. (1905) *Ravenna, Piante panoramiche*
- [6] BALATRONI I., MOSCARDI C., POZZATI P. (13 Luglio 2004), *Rapporto finale gruppo di lavoro*
- [7] CHIARUGI A., BLASI C. (10 Settembre 1993), *Situazione statica della Torre Civica di Ravenna*
- [8] ISMES S.P.A. (07 Settembre 1993), *Indagini diagnostiche sulle strutture murarie della Torre Civica di Ravenna*
- [9] CHIARUGI A., BLASI C. (10 Settembre 1993), *Situazione statica della Torre Civica di Ravenna, Relazione di calcolo strutturale*
- [10] GHINELLI A. (31 Dicembre 1993), *Situazione statica della Torre Civica, Relazione Geotecnica*
- [11] ACMAR (Settembre 1993), *Sondaggi geognostici presso la Torre Civica di Ravenna*
- [12] CHIARUGI A., BLASI C. (19 Settembre 1994), *Lavori provvisori di consolidamento: relazione di fine lavori*
- [13] CHIARUGI A., BALATRONI I. (21 Luglio 1999) , *Consolidamento della Torre civica di Ravenna, 1^a fase: smontaggio di una parte sommitale. Relazione tecnica generale*

- [14] MACCHI G. (2000) Le strutture in muratura. Cap.13 in *Ingegneria delle strutture*, vol. III, UTET
- [15] LLGG (Luglio 2006) *Linee Guida per la valutazione del rischio sismico del patrimonio culturale* con riferimento alle Norme Tecniche per le Costruzioni. Ministero per i beni e le attività culturali
- [16] NTC 2008, DM 14 Gennaio 2008 *Norme Tecniche per le Costruzioni*
- [16.bis] Circolare 2 Febbraio 2009, n.617. Istruzioni per l'applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 14 Gennaio 2008
- [17] DI TOMMASO A., et.al. (2009) Analisi strutturale statica e dinamica della Torre Ghirlandina, in *La Torre Ghirlandina. Un progetto per la conservazione*. Vol. 1, pagg. 165-177, Sossella Ed.
- [18] CERONI F., et.al. (2011) Effetto del terreno di fondazione sul comportamento dinamico di edifici in c.a. e muratura
- [19] FEMA 273/ October 1997 FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AG. Nehrps Guidelines for the seismic rehabilitation of buildings
- [20] LANZO G. (1996) *Modulo di taglio iniziale di alcuni terreni naturali da prove in sito ed in laboratorio*, Studi e Ricerche 26/96
- [21] VIGGIANI C. (1999) Stabilità dell'equilibrio. Cap.16 in *Fondazioni*, Hevelius Edizioni
- [22] GAZETAS G. (1991) Foundation vibrations. Cap. 15 in *Foundation Engineering Handbook*, Van Nostrand Reinhold, N.Y.
- [23] COLOMBO P. (2006) Capacità portante delle fondazioni. Cap. 9 in *Elementi di Geotecnica*, Zanichelli ed.
- [24] INGV Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia
<http://www.ingv.it/terremoti/>

- [25] Piano Operativo Comunale Ravenna (2010) POC6I, *Indagine Sismica, Relazione*
- [26] CNR-DT200/2004 *Istruzioni per la progettazione, l'esecuzione ed il controllo di interventi di consolidamento statico mediante l'utilizzo di compositi fibrorinforzati*
- [27] PACIELLO S., et. al. (2007) *Sperimentazione su pilastri in muratura confinati con FRP*, RELUIS Materiali ed Approcci Innovativi per il Progetto in Zona Sismica e la Mitigazione della Vulnerabilità delle Strutture