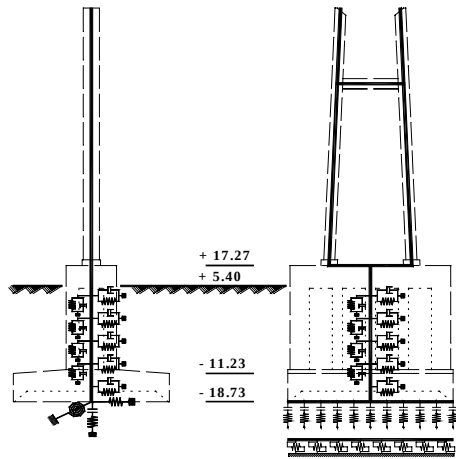
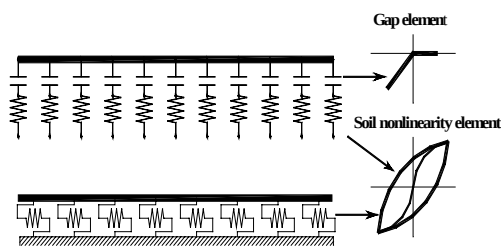




(a) 骨組系ばねモデル



(b) ギャップ要素と地盤ばね

図 - 2 地盤構造のモデル化

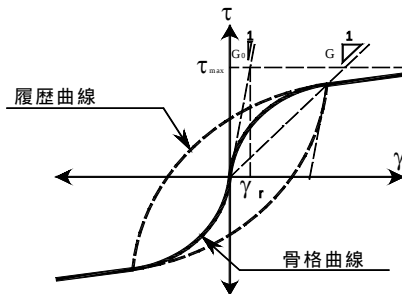


図 - 3 Hardin - Drnevich モデル

2.2 地盤構造のモデル化

本研究では、地盤構造のモデル化として、骨組系ばねモデルとギャップ要素を用いる。

骨組系ばねモデルは、地盤と基礎構造物をばね - 質量からなるいわゆる質点系で表現されたモデルである。骨組系ばねモデルにギャップ要素を加えることで基礎の真下にある地盤ばねの基礎に対する引張力を無効化する。骨組系ばねモデル、およびギャップ要素を図 - 2 に示す。ばね定数は基礎に沿った地盤と基礎の真下の地盤状態によって求めることとする。

また、骨組系ばねモデルにおいての地盤のモデル化は Hardin - Drnevich モデル (HD モデル) を用い、図 - 3 に示す。HD モデルの骨格曲線は次式で与えられる。

$$\tau = G_0 \gamma / (1 + |\gamma / \gamma_r|), \quad \gamma_r = \tau_{\max} / G_0 \quad (1)$$

ここで、 G_0 は初期せん断係数、 τ はせん断応力、 $\tau_{\max}$ は最大せん断応力、 γ_r は基準ひずみ、 γ はせん断ひずみとする。また履歴曲線は次式のように表す。

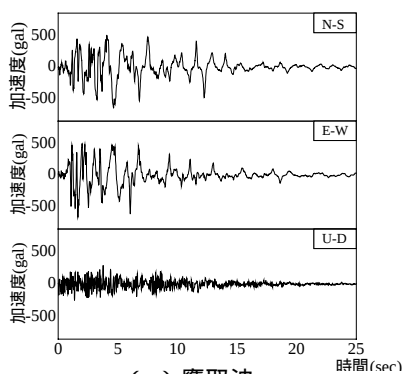
$$\tau \pm \tau_m = G_0 (\gamma \pm \gamma_m) / \{1 + |(\gamma \pm \gamma_m) / 2\gamma_r|\} \quad (2)$$

ここで、 (γ_m, τ_m) はカーブの折り返し座標とする。

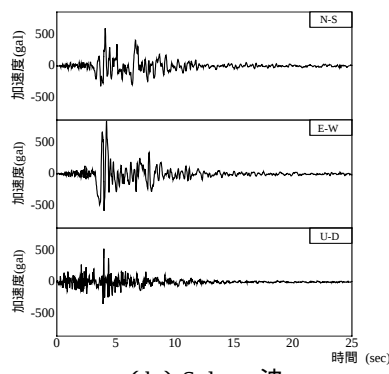
また、地盤と基礎の動的相互作用は非線形ばねとダッシュポットによって表される。

2.3 解析方法

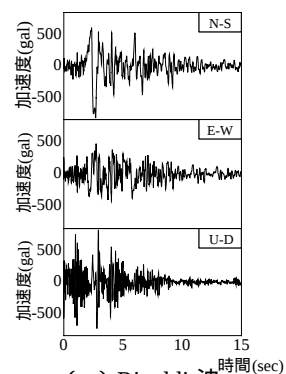
本研究では、鋼材の降伏と幾何学非線形性を考慮した、はり柱要素の有限要素法と Newmark β 法および修正 Newton - Raphson 法を併用した解析手法を用いる。接線剛性マトリックスは材料の非線形性とははり柱要素の応力 - ひずみ関係を考慮している。弾塑性有限要素解析については、鋼材の応力 - ひずみ関係をバイリニア型にモデル化し、塑性域のひずみ硬化を 0.01、降伏応力を 355MPa、弾性係数を 200 GPa とする。動的解析に用いた立体骨組モデルは 1 要素あたりの節点数 2 のはり柱要素より構成され、鋼製タワーの要素分割数は 46 とした。このはり柱要素の断面方向の塑性化については、断面分割されたファイバー要素で表す。鋼製タワーの減衰には Rayleigh 減衰を適用しており、減衰定数は 1 次固有振動モードの面内・面外に対して 2% とした。また、本研究では、入力地震波は図 - 4 に示す 3 つの地震波を用い、3 成分加速度波形を用い、N - S 波は橋軸方向に、E - W 波は橋軸直角方向に入力する。



(a) 鷹取波



(b) Sylmar 波



(c) Rinaldi 波

図 - 4 入力地震波

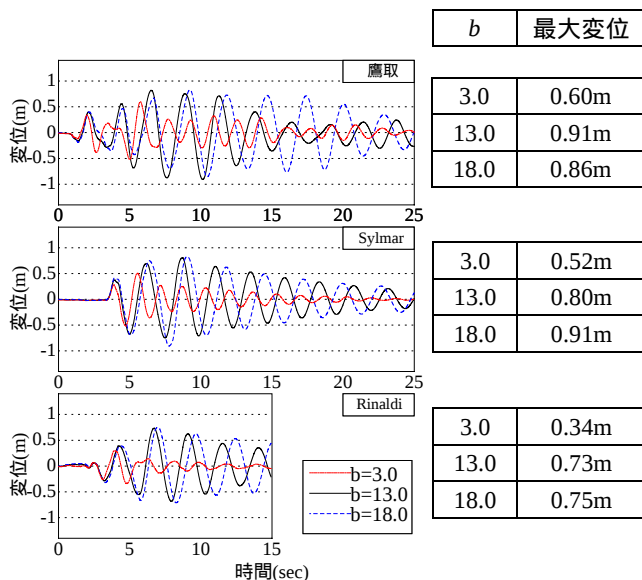


図 - 5 タワー塔頂部面内の変位

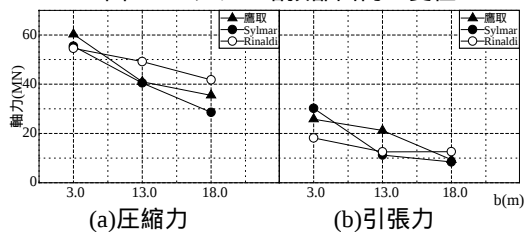


図 - 6 タワー基部の最大鉛直反力

3. 数値計算結果

3.1 タワー塔頂部の変位

タワー塔頂部における橋軸直角方向の変位を図 - 5 に示す。これより、Sylmar 波、Rinaldi 波では時刻歴応答変位、最大変位ともに塔頂部の塔柱間隔が広がるほど大きくなり、鷹取波に関しては、 $b = 13.0\text{m}$ と $b = 18.0\text{m}$ を比較すると、最大変位は $b = 13.0\text{m}$ がより大きくなっているが、全体を通して $b = 13.0\text{m}$ よりも $b = 18.0\text{m}$ が大きく揺れていることがわかる。 $b = 18.0\text{m}$ が大きく揺れるのは、塔柱間隔が広がれば固有振動数が小さくなるので変位が大きくなるためと考えられる。また、地震波で比較すると Rinaldi 波、Sylmar 波、鷹取波の順に変位が大きくなり、E - W 波は Sylmar 波が最も大きい加速度を持つが、加速度の大きい時間が短いため、それほど大きな変位としては出なかったものと考えられる。

3.2 鉛直反力および曲げモーメントと曲率

タワー基部の鉛直反力を図 - 6 に、タワー基部面内の曲げモーメントと曲率との関係を図 - 7 に、水平梁端部の曲げモーメントと曲率との関係を図 - 8 に示す。タワー基部では、鉛直反力は塔頂部の塔柱間隔が広がれば小さくなることわかる。曲げモーメントと曲率は $b = 13.0\text{m}$ のタワーが最も大きな履歴ループを描き、損傷が他と比べて大きいと思われる。また、 $b = 3.0\text{m}$ のタワーにおける履歴ループが他の塔柱間隔のタワーに比べて小さくなり、Sylmar 波と Rinaldi 波においては弾性領域内に収まることが確認できる。水平梁端部では、タワー基部と同様に $b = 13.0\text{m}$ のタワーが最も大きな履歴ループを描くことが確認できる。また、 $b = 18.0\text{m}$ のタワーにお

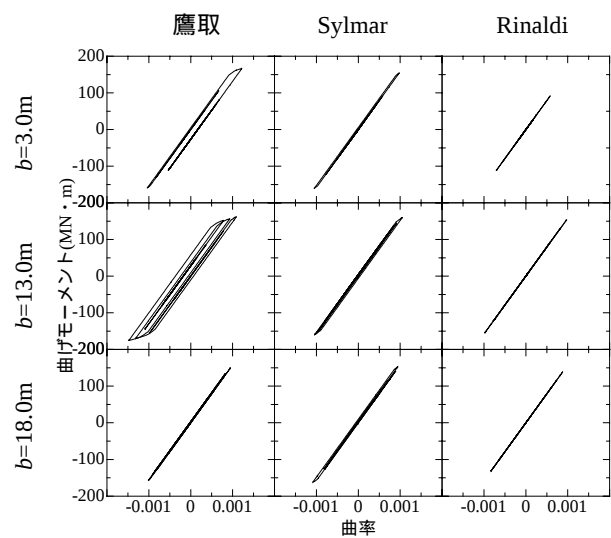


図 - 8 水平梁端部の曲げモーメントと曲率

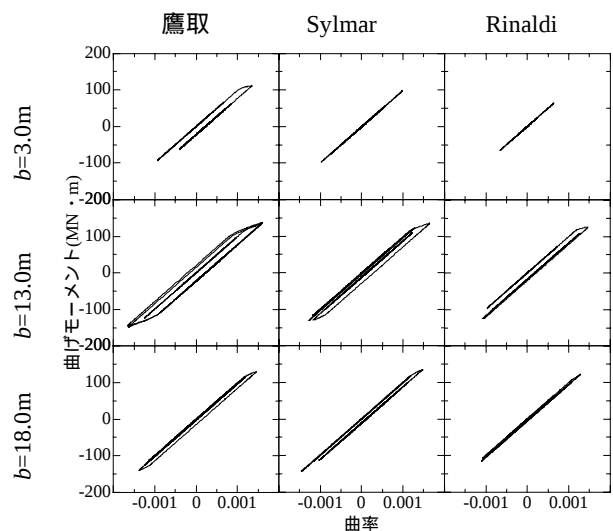


図 - 7 タワー基部面内の曲げモーメント

ける履歴ループが他の塔柱間隔のタワーに比べて小さくなり、Rinaldi 波においては全タワー形状で弾性領域内に収まることが確認できる。

3.3 フーチングの鉛直変位および鉛直反力

フーチング基部の左右両端の時刻歴鉛直反力を図 - 9 に、フーチング基部の塔面内左右両端における時刻歴鉛直変位を図 - 10 に示す。右端と左端で鉛直変位と鉛直反力のどちらもほぼ対称になっていることからロッキング振動が確認できる。また、鉛直反力はギャップ要素によって基礎の真下にある地盤ばねの引張力を無効化しているため、正方向の力が発生しない。また、塔柱間隔が小さくなるほど反力は大きくなり、地震波で比較すると、U - D 波が最も大きい Rinaldi 波で反力は最も大きくなっており、U - D 波が同程度の大きさの鷹取波と Sylmar 波とではそれほど大きな違いは見られない。

鉛直変位では、塔頂部の塔柱間隔が狭まるほど変位は大きくなり、地震波で比較すると、反力と同様に変位は Rinaldi 波で最も大きくなっており、鷹取波と Sylmar 波とではそれほど大きな違いは見られない。

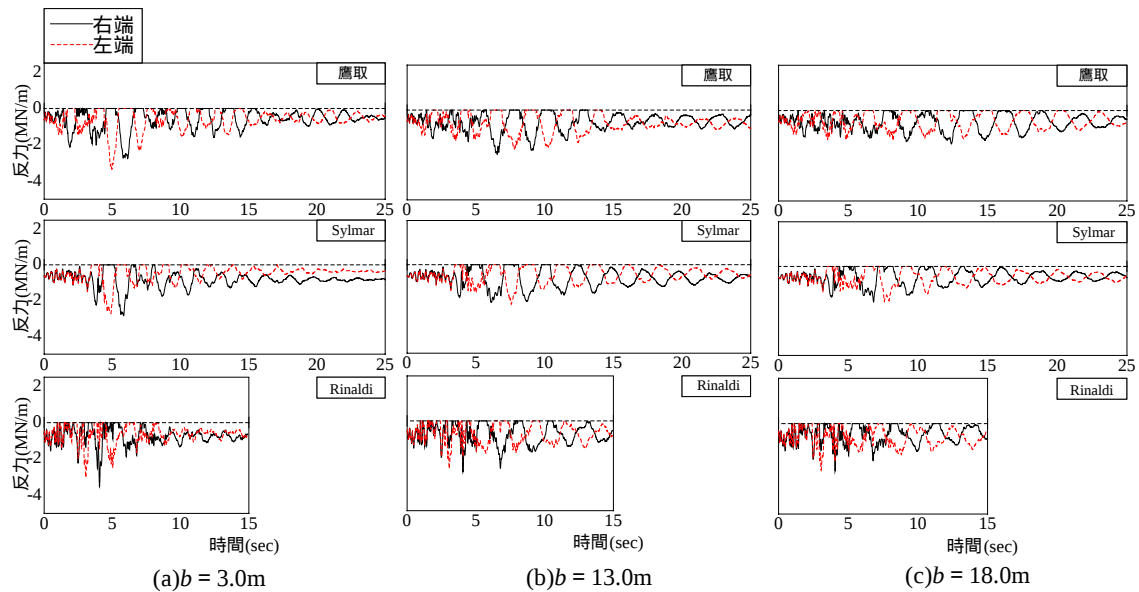


図 - 9 フーチング基部の鉛直反力

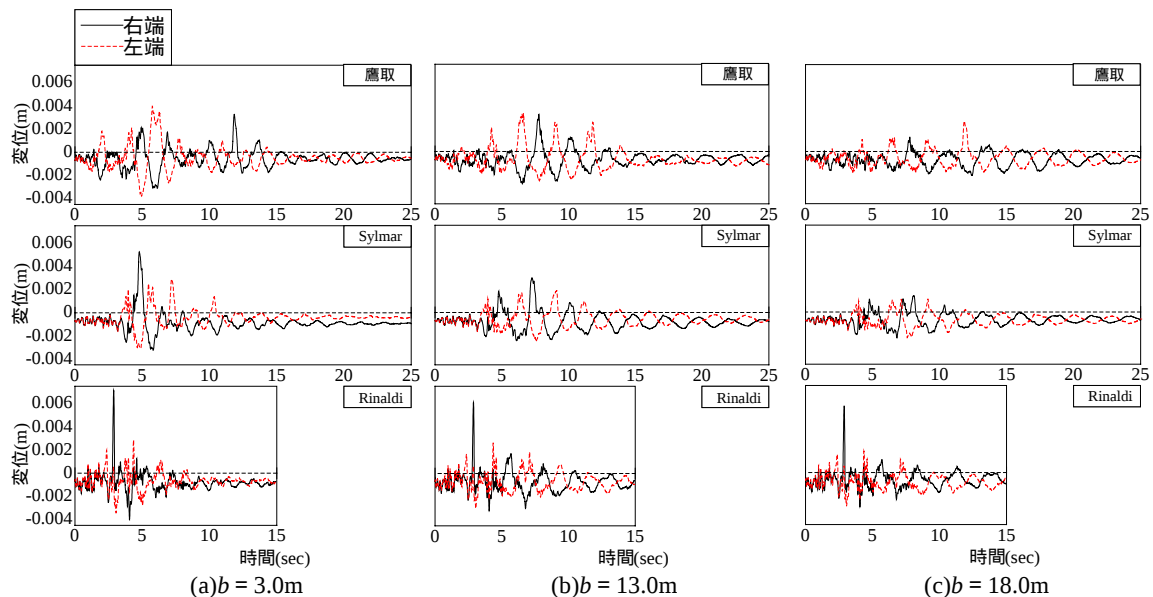


図 - 10 フーチング基部の鉛直変位

4. あとがき

本研究は鋼斜張橋タワーを対象とし、地盤と橋脚の動的相互作用を考慮したタワーモデルに対して非線形動的応答解析を行い、地震波とタワー形状の変化、および動的相互作用が地震応答性状に与える影響について比較検討した。

タワー形状の比較については、 $b=3.0\text{m}$ のタワーではタワー基部、水平梁における履歴ループが小さくなり、損傷は少ないと思われるが、鉛直反力が大きく、タワー基部ではアンカボルトの引き抜きや、自重のおよそ6倍の圧縮力による局部座屈が発生する可能性がある。 $b=13.0\text{m}$ では他のモデルと比較してタワー基部と水平梁端部において特に鷹取波で大きな履歴ループが確認され、損傷は大きいと思われる。 $b=18.0\text{m}$ では鉛直反力は他のモデルと比較して小さくなり、履歴ループも比較的小さ

なものになったが、塔頂部の応答水平変位が他のモデルと比較して大きくなることが確認された。

地震波の比較については、全体的に鷹取波に対する応答が他の2波に比べて大きくなったが、地盤内の鉛直方向についてはU-D波の大きいRinaldi波に対する応答が大きく現れた。

【参考文献】

- 1) 日本道路協会：道路橋示法書・同解説、耐震設計編、1996.12
- 2) 日本道路協会：道路橋示法書・同解説、耐震設計編、2002.3
- 3) 林川俊郎：橋梁工学、朝倉書店、2000.4
- 4) 土木学会：橋の動的耐震設計、2003